

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**EVALUACIÓN DEL POTENCIAL EN PRESAS DE RELAVES POR
MÉTODOS SIMPLIFICADOS UTILIZANDO ENSAYOS CPT_u**

TOMO I

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

JORGE ANTONIO ANAYA QUISPE
ID: 0009-0005-0655-1764

ASESOR

Dra. DIANA LUCÍA CALDERÓN CAHUANA
ID: 0000-0001-6007-9177

LIMA - PERÚ

2024

© 2024, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Anaya Quispe, Jorge Antonio

janayaq@uni.pe

949919648

DEDICATORIA

A mi madre Zonia, por motivarme cada día a ser una mejor persona, quien nunca se rindió y persistió para que yo pueda alcanzar las metas trazadas en mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Al concluir un trabajo tan complejo, con diferentes obstáculos en el trascurso de este, es inevitable dejar de lado todo el camino recorrido para lograr este gran paso en mi vida profesional. Por lo que, es justo reconocer el apoyo incondicional de todos los que contribuyeron para el desarrollo de la presente investigación.

A mi novia Angela Obregón, por su incansable motivación, extensa paciencia y comprensión, lo cual contribuyó de manera sustancial para el desarrollo de la presente investigación.

A la Dra. Diana Calderón por brindarme sus sabios consejos, tiempo de retroalimentación y guía durante la elaboración de la presente investigación.

Al MSc. Miguel Díaz, quien con toda su experiencia profesional revisó el presente trabajo y propuso mejoras al contenido teórico y práctico, ayudando a encaminar esta investigación.

A la Universidad Nacional de Ingeniería, en especial a mi querida Facultad de Ingeniería Civil, por brindarme el espacio, infraestructura y al personal docente altamente calificado que contribuyó a formarme tanto profesional como humanamente.

ÍNDICE

Resumen.....	6
Abstract.....	8
Prólogo.....	10
Lista de tablas.....	11
Lista de figuras.....	12
Lista de símbolos y siglas	19
Capítulo I: Introducción.....	22
1.1 Generalidades	22
1.1.1 Antecedentes.....	22
1.1.2 Motivación	23
1.2 Problemática.....	25
1.3 Objetivos.....	27
1.3.1 Objetivo general.....	27
1.3.2 Objetivos específicos	27
Capítulo II: Marco teórico y conceptual	28
2.1 Licuación de suelos	28
2.1.1 Definición.....	28
2.1.2 Licuación por flujo	29
2.1.3 Licuación por esfuerzo cíclico	30

2.1.4 Comportamiento de un suelo por licuación	32
2.2 Ensayo penetración cónica con medición de presión de poro (CPTu)	33
2.2.1 Evolución histórica	36
2.2.2 Equipos de penetración	40
2.2.3 Ventajas y desventajas del ensayo CPTu	43
2.3 Componentes del piezocono.....	44
2.3.1 Punta y manga.....	45
2.3.2 Sensor de medición de poros	47
2.4 Interpretación del ensayo CPTu.....	47
2.4.1 Tipo de comportamiento del suelo (SBT)	48
2.4.2 SBT no- normalizados	49
2.4.3 SBT normalizados.....	56
2.5 Ensayo de disipación de presión de poros.....	62
2.5.1 Comportamiento contractivo	63
2.5.2 Comportamiento dilatante	64
Capítulo III: Metodologías simplificadas para evaluar la licuación de suelos.....	65
3.1 Aplicación de los métodos simplificados	65
3.2 Robertson y Wride, 1998	67
3.2.1 Relación de esfuerzo cíclico (CSR).....	68
3.2.2 Parámetros normalizados	68

3.2.3 Índice de comportamiento de suelos.....	69
3.2.4 Exponente de esfuerzo normalizado.....	69
3.2.5 Resistencia por punta normalizada para arenas limpias	70
3.2.6 Relación de Resistencia cíclica.....	72
3.2.7 Correcciones para el factor de seguridad a la licuación	74
3.3 Moss, 2006.....	75
3.3.1 Relación de Esfuerzo cíclico.....	76
3.3.2 Parámetros normalizados	76
3.3.3 Resistencia por punta normalizada para arenas limpias	79
3.3.4 Relación de resistencia cíclica.....	80
3.3.5 Correcciones para el factor de seguridad a la licuación	83
3.4 Idriss y Boulanger, 2015.....	84
3.4.1 Relación de esfuerzo cíclico.....	85
3.4.2 Parámetros normalizados:.....	85
3.4.3 Resistencia por punta normalizada para arenas limpias	88
3.4.4 Relación de resistencia cíclica.....	91
3.4.5 Correcciones para el factor de seguridad a la licuación	95
Capítulo IV: Investigaciones básicas y caracterización geotécnica	103
4.1 Sismicidad de la zona de estudio.....	103
4.1.1 Análisis de Peligro Sísmico Probabilístico.....	107

4.1.2 Análisis de Peligro Sísmico Determinístico	108
4.2 Ensayos piezocono (CPTu)	110
4.3 Disipaciones de presión de poros	114
4.3.1 Disipación de presión de poros CPTu-01	115
4.3.2 Disipación de presión de poros CPTu-02.....	116
4.3.3 Disipación de presión de poros CPTu-03.....	117
4.3.4 Niveles de agua	119
4.4 Ensayos de laboratorio	120
4.5 Tipo de comportamiento de suelo en los relaves	121
4.5.1 Ensayo CPTu-01.....	123
4.5.2 Ensayo CPTu-02.....	128
4.5.3 Ensayo CPTu-03.....	134
4.6 Caracterización geotécnica.....	139
4.6.1 Relaves gruesos	139
4.6.2 Relaves finos	140
4.6.3 Material granular	141
4.6.4 Sección geotécnica.....	141
Capítulo V: Evaluación del potencial de licuación	144
5.1 Sismo de diseño	145
5.2 Calibración por contenido de finos	146

5.3 Métodos simplificados evaluados.....	151
5.3.1 Resistencia por punta normalizada para arenas limpias	151
5.3.2 Relación de resistencia cíclica y esfuerzo cíclico	155
5.4 Análisis del potencial de licuación de suelos.....	159
5.5 Interpretación de resultados.....	164
5.5.1 Relaves finos en el vaso	164
5.5.2 Relaves gruesos en el vaso	164
5.5.3 Dique de arena de relaves gruesos	165
5.5.4 Zonas potencialmente licuables	165
Conclusiones	167
Recomendaciones	169
Referencias bibliográficas	171
Anexos	179

RESUMEN

El presente trabajo de investigación describe el uso del ensayo CPTu para caracterizar los suelos que conforman una presa de relaves y evaluar su potencial de licuación. El ensayo CPTu proporciona mediciones de disipación de presiones de poros, resistencia por punta y fricción lateral, los cuales son parámetros de entrada para realizar la caracterización geotécnica y evaluar el potencial de licuación. Esta caracterización se ha realizado interpretando la resistencia por punta y fricción lateral de los suelos que indican la compacidad o consistencia de estos. Así también, con la finalidad de establecer el nivel de agua presente en la presa de relaves, se ha estimado las presiones de poros estáticas (u_0) mediante los ensayos de disipación de presión de poros (PPD), que consideran la estabilización de las presiones de poros dinámicas (u_2) con el paso del tiempo. Luego, se procede a establecer el tipo de comportamiento del suelo (SBT) mediante las correlaciones empíricas de Robertson del año 2009 y 2016. Este parámetro del tipo de comportamiento de suelo (SBT) indica también la susceptibilidad de los suelos a la licuación. Por lo que, con el tipo de comportamiento del suelo (SBT) se procedió a caracterizar geotécnicamente a los relaves en dos: en relaves finos y relaves gruesos, resultando estos susceptibles a la licuación. Con estos resultados se procedió a evaluar el potencial de licuación con las metodologías de Robertson (1998), Moss (2006) e Idriss & Boulanger (2015). Estas metodologías comparan la resistencia cíclica (CRR) y el esfuerzo cíclico (CSR) mediante un factor de seguridad a la licuación (FS_L).

La resistencia cíclica (CRR) es la resistencia que tienen los suelos al fenómeno de licuación. Esta se calcula mediante ecuaciones empíricas, propuestas por cada metodología simplificada, que requieren de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias. La resistencia por punta normalizada para arenas limpias se obtuvo de la calibración por contenido de finos con la resistencia por punta normalizada. El contenido de finos previamente fue calibrado con los ensayos de laboratorio granulométricos realizados a muestras representativas de los relaves. Al sumar estos dos parámetros se obtiene la resistencia por punta normalizada para arenas limpias y la resistencia cíclica (CRR)

El esfuerzo cíclico (CSR) es el esfuerzo actuante en los suelos que pueden desencadenar el fenómeno de licuación. El esfuerzo cíclico se calculó con la

ecuación de Seed (1971) y con las consideraciones de cada metodología simplificada de forma independiente. El esfuerzo cíclico (CSR) requiere del ingreso de la aceleración máxima horizontal, la cual se obtuvo del espectro de respuesta de sitio del peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años. Los valores de resistencia cíclica (CRR) y esfuerzo cíclico (CSR) son divididos para estimar el potencial de licuación; si el factor de seguridad a la licuación (FS_L) es menor que 1.3, existe potencial de licuación en ese estrato de suelo. La evaluación del potencial de licuación en los relaves finos resultó con factores de seguridad a la licuación (FS_L) que varían entre 0.05 a 0.55. Por otro lado, en los relaves gruesos el factor de seguridad a la licuación (FS_L) resultó estar en el rango de 0,35 a 1, por lo que, en la presa los relaves finos y gruesos resultaron ser potencialmente licuables.

ABSTRACT

The present research work describes the use of the CPTu test to characterize the soils that make up a tailings dam and evaluate its liquefaction potential. The CPTu test provides measurements of pore pressure dissipation, tip resistance and lateral friction, which are input parameters to perform geotechnical characterization and evaluate liquefaction potential. This characterization has been carried out by interpreting the tip resistance and lateral friction of the soils, which indicate their compactness or consistency. Likewise, in order to establish the level of water present in the tailings dam, the static pore pressures (u_0) have been estimated through pore pressure dissipation (PPD) tests, which consider the stabilization of the pressures. of dynamic pores (u_2) over time. Then, the soil behavior type (SBT) is established using Robertson's empirical correlations from 2009 and 2016. This parameter of the soil behavior type (SBT) also indicates the susceptibility of the soils to liquefaction. Therefore, with the type of soil behavior (SBT), the tailings were geotechnically characterized into two: fine tailings and coarse tailings, resulting in these being susceptible to liquefaction. With these results, the liquefaction potential was evaluated with the methodologies of Robertson (1998), Moss (2006) and Idriss & Boulanger (2015). These methodologies compare cyclic resistance ratio (CRR) and cyclic stress ratio (CSR) using a liquefaction safety factor (FSL).

Cyclic resistance ratio (CRR) is the resistance that soils have to the liquefaction phenomenon. This is calculated using empirical equations, proposed by each simplified methodology, which require the normalized tip resistance for clean sands. The normalized tip resistance for clean sands was obtained from calibration by fines content with the normalized tip resistance. The fines content was previously calibrated with granulometric laboratory tests carried out on representative samples of the tailings. By adding these two parameters, the normalized tip resistance for clean sands and the cyclic resistance (CRR) are obtained.

Cyclic stress ratio (CSR) is the stress acting on soils that can trigger the liquefaction phenomenon. The cyclic stress was calculated with the Seed (1971) equation and with the considerations of each simplified methodology independently. The cyclic stress ratio (CSR) requires the input of the maximum horizontal acceleration, which was obtained from the seismic hazard site response spectrum for a return period of 475 years. The cyclic resistance ratio (CRR) and

cyclic stress ratio (CSR) values are divided to estimate the liquefaction potential; If the factor of safety for liquefaction (FSL) is less than 1.3, there is liquefaction potential in that soil stratum. The evaluation of the liquefaction potential in the fine tailings resulted in the factor of safety for liquefaction (FSL) that vary between 0.05 to 0.55. On the other hand, in the coarse tailings the factor FSL turned out to be in the range of 0.35 to 1, therefore, in the dam the fine and coarse tailings turned out to be potentially liquefiable.

PRÓLOGO

El presente trabajo de investigación esta direccionado a la evaluación del potencial de licuación en presas de relaves. La evaluación se realiza mediante los últimos métodos simplificados disponibles y aceptados de la rama de la geotecnia sísmica. Este tipo de metodología simplificada permite predecir el potencial de licuación de los suelos. Por ende, permite facilitar la toma de decisiones para proponer medidas de estabilización en las presas de relaves y contrarrestar los efectos que podrían desencadenarse si en caso se suscite el fenómeno de licuación.

La licuación, en los últimos 55 años, constituye uno de los principales mecanismos de falla en presas de relaves en el Perú. Esta es ocasionada por sismos, generando que los relaves se comporten como fluidos, movilizandoo la masa de suelo varios metros aguas abajo del lugar de origen. Para estos mecanismos de falla en una presa de relaves se debe definir el tipo comportamiento de los relaves, sus propiedades resistentes y los suelos que estén saturados. Como consecuencia de la acción sísmica podría generarse el colapso de toda la estructura; por lo que, predecir el potencial de licuación es fundamental para tomar decisiones de estabilización a corto y largo plazo en la presa de relaves.

Existen diferentes metodologías simplificadas para evaluar el potencial de licuación en la literatura. Establecer en el Perú la metodología mas conservadora para evaluar el potencial de los relaves, es uno de los desafíos que se tienen por desarrollar en la actualidad.

Es importante agregar que la presente investigación, aporta datos valiosos a la ingeniería geotécnica como los pasos a seguir para estimar el tipo de comportamiento del suelo (SBT). Una nueva y mejorada caracterización geotécnica que no solo indica características de tamaño y forma, sino que aporta propiedades resistentes por esfuerzo normal, fricción lateral, condición de saturación y comportamiento ante cargas cíclicas y/o estáticas. Lo anterior, permite simular mejor la respuesta de los suelos ante procesos de carga y descarga.

Asesora

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Parámetros geotécnicos correlacionados al ensayo CPTu	44
Tabla 2.2: Zonificación del tipo de comportamiento de suelo	55
Tabla 2.3: Zonas del tipo de comportamiento de suelo	57
Tabla 2.4: Comparación entre los índices del tipo de comportamiento de suelo.....	60
Tabla 4.1: PSHA-Aceleraciones máximas en la presa de relaves para suelo tipo B.....	107
Tabla 4.2: DSHA-Aceleraciones máximas en la presa de relaves para suelo tipo B.....	109
Tabla 4.3: Resultados de las presiones de poros estáticas en los ensayos de disipación de presión de poros	119
Tabla 4.4: Resultados de ensayos de laboratorio en muestras extraídas en la presa de relaves	120
Tabla 5.1: Clasificación del suelo basado en la velocidad de onda de corte....	146
Tabla 5.2: Factor de amplificación del suelo.....	146

LISTA DE FIGURAS

Figura°2.1: Licuación por flujo por cargas monotónicas y cíclicas.....	30
Figura°2.2: Casos de movilidad cíclica en el plano p-q	31
Figura°2.3: Comportamiento de suelos cohesivos en el ensayo triaxial cíclico no drenado	32
Figura°2.4: Comportamiento un suelo sometido a carga cíclica.....	33
Figura°2.5: Configuración del ensayo CPTu	34
Figura°2.6: Sensores de medición en el piezocono	35
Figura°2.7: Nivel de confianza para diseñar con herramientas geotécnicas en el tiempo	36
Figura°2.8: Esquema del cono holandés mecánico	37
Figura°2.9: Sistema de empuje del cono holandés	37
Figura°2.10: Manta cónica del cono holandés	38
Figura°2.11: Manga de fricción con el cono	38
Figura°2.12: Primera clasificación del suelo.....	39
Figura°2.13: Equipo manual tipo Ramset.....	41
Figura°2.14: Equipo de 20 toneladas sobre orugas	41
Figura°2.15: Equipo tipo camión de 20 toneladas.....	42
Figura°2.16: Equipo multipropósito perforación de 7 toneladas	42
Figura°2.17: Equipo tipo anfibio perforación de 25 toneladas	43
Figura°2.18: Equipo tipo barcaza perforación de 25 toneladas	43

Figura°2.19: Celda de carga actuantes.....	45
Figura°2.20: Efectos de esfuerzos en la punta y manga	46
Figura°2.21: Data insitu del ensayo CPTu	48
Figura°2.22: Gráfico del tipo de comportamiento del suelo	51
Figura°2.23: Gráfico de Schmertmann del tipo de comportamiento del suelo representado como del tipo Begemann.....	52
Figura°2.24: Gráfico tipo de comportamiento del suelo.....	53
Figura°2.25: Gráfico de Douglas y Olsen del tipo de comportamiento del suelo representado como del tipo Begemann.....	54
Figura°2.26: Gráfico del tipo de comportamiento del suelo	55
Figura°2.27: Gráfico del tipo de comportamiento del suelo	56
Figura°2.28: Gráfico del tipo de comportamiento del suelo	58
Figura°2.29: Gráfico del tipo de comportamiento del suelo	59
Figura°2.30: Gráfico del tipo de comportamiento del suelo	60
Figura°2.31: Gráfico del tipo de comportamiento del suelo	62
Figura°2.32: Instalación del ensayo de disipación de presión de poros	63
Figura°2.33: Ensayo de disipación de presión de poros.....	64
Figura°2.34: Ensayo de disipación de presión de poros.....	64
Figura°3.1: Variabilidad del exponente de esfuerzo normalizado.....	70
Figura°3.2: Relación entre el K_c y el Índice de comportamiento de suelo (I_c) ...	71
Figura°3.3: Relación entre el Índice de comportamiento de suelo (I_c) y el contenido de finos (CF)	72

Figura°3.4: Resistencia cíclica (CRR) y la resistencia por punta normalizada para arenas limpias (Q_{tn})_{cs}..... 74

Figura°3.5: Variación de los exponentes de normalización en la punta “c” y en la manga “s” 78

Figura°3.6: Variación de la corrección por finos (Δq_c) con la relación de fricción (R_f) 80

Figura°3.7: Resistencia cíclica para análisis probabilísticos..... 81

Figura°3.8: Resistencia cíclica para análisis determinísticos con 15% de probabilidad de ocurrencia a la licuación..... 82

Figura°3.9: Factor de ponderación de duración versus magnitud de sismo 84

Figura°3.10: Variación del C_N versus la resistencia por punta normalizada 87

Figura°3.11: Variación del exponente de normalización versus la densidad relativa 88

Figura°3.12: Correlación entre el índice de comportamiento de suelos versus el contenido de finos 90

Figura°3.13: Variación del contenido de finos versus la influencia del contenido de finos 91

Figura°3.14: Curvas de la relación de resistencia cíclica con respecto al contenido de finos 92

Figura°3.15: Relación de resistencia cíclica versus la resistencia por punta normalizada para arenas limpias..... 93

Figura°3.16: Variación del índice de plasticidad versus versus el esfuerzo al corte cíclico entre el esfuerzo al corte no drenado 94

Figura°3.17: Variación del factor de escala de magnitud versus la magnitud de sismo..... 96

Figura°3.18: Variación del factor de escala de magnitud versus la magnitud de sismo con la resistencia por punta normalizada para arenas limpias.....	97
Figura°3.19: Corrección por esfuerzo de confinamiento versus esfuerzo de confinamiento vertical.....	98
Figura°3.20: Corrección por esfuerzo de confinamiento versus esfuerzo de confinamiento vertical con la resistencia por punta normalizada ...	99
Figura°3.21: Efecto de la densidad relativa y parámetro de estado con la corrección por estado inicial de esfuerzo estático	101
Figura°3.22: Corrección por estado inicial de esfuerzo versus las resistencias por punta normalizadas del CPT a diferentes esfuerzos de confinamiento	102
Figura°4.1: Fuentes sismogénicas interfase e intraplaca influyentes en la zona de estudio	105
Figura°4.2: Fuentes sismogénicas interfase y continentales influyentes en la zona de estudio.....	106
Figura°4.3: Espectro de Peligro Uniforme por método probabilístico - Suelo Tipo B ($V_{s30}= 760$ m/s) tiempo de exposición de 50 años	108
Figura°4.4: Espectro de Peligro Uniforme por el método determinístico para Suelo Tipo B ($V_{s30}= 760$ m/s) tiempo de exposición de 50 años	110
Figura°4.5: Ubicación en planta de los ensayos CPTu ejecutados en la presa de relaves	111
Figura°4.6: Resultados de los parámetros de resistencia del CPTu- 01.....	112
Figura°4.7: Resultados de los parámetros de resistencia del CPTu- 02.....	113
Figura°4.8: Resultados de los parámetros de resistencia del CPTu- 03.....	114

Figura°4.9: Interpretación gráfica de los ensayos de disipación de presión de poros	115
Figura°4.10: Presión de poros dinámica versus el tiempo en el CPTu-01	116
Figura°4.11: Presión de poros dinámica versus el tiempo en el CPTu-02	117
Figura°4.12: Presión de poros dinámica versus el tiempo en el CPTu-03	118
Figura°4.13: Resultados de parámetros normalizados del CPTu-01	124
Figura°4.14: Resultado del tipo de comportamiento del suelo del ensayo CPTu-01	125
Figura°4.15: Resultados del tipo de comportamiento del suelo versus la profundidad del ensayo CPTu-01	126
Figura°4.16: Resultado del tipo de comportamiento modificado del ensayo CPTu-01	127
Figura°4.17: Resultado del tipo de comportamiento de suelo modificado versus la profundidad, del ensayo CPTu-01	128
Figura°4.18: Resultados de parámetros normalizados del CPTu-02	129
Figura°4.19: Resultado del tipo de comportamiento del suelo del ensayo CPTu-02	130
Figura°4.20: Resultado del tipo de comportamiento del suelo versus la profundidad del ensayo CPTu-02	131
Figura°4.21: Resultado del tipo de comportamiento del suelo modificado del ensayo CPTu-02	132
Figura°4.22: Resultado del tipo de comportamiento de suelo modificado versus la profundidad, del ensayo CPTu-02	133
Figura°4.23: Resultados de parámetros normalizados del CPTu-03	134

Figura°4.24: Resultado del tipo de comportamiento del suelo del ensayo CPTu-03.....	135
Figura°4.25: Resultado del tipo de comportamiento del suelo versus la profundidad del ensayo CPTu-03.	136
Figura°4.26: Resultado del tipo de comportamiento del suelo modificado del ensayo CPTu-03	137
Figura°4.27: Resultado del tipo de comportamiento de suelo modificado versus la profundidad, del ensayo CPTu-03	138
Figura°4.28: Superposición de la resistencia por punta (q_c), fricción lateral (f_s), presión de poros dinámica (u_2) de los tres ensayos CPTu ...	142
Figura°4.29: Comportamiento contractivo-dilatante de los tres ensayos CPTu.....	143
Figura°4.30: Sección geotécnica crítica para la presa de relaves.	143
Figura°5.1: Variación del porcentaje del contenido de finos (CF%) teórica y de laboratorio del ensayo CPTu-01	148
Figura°5.2: Variación del porcentaje del contenido de finos (CF%) teórica y de laboratorio del ensayo CPTu-02	149
Figura°5.3: Variación del porcentaje del contenido de finos (CF%) teórica y de laboratorio del ensayo CPTu-03	150
Figura°5.4: Resultados de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias y el incremento del contenido de finos del ensayo CPTu-01.....	152
Figura°5.5: Resultados de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias y el incremento del contenido de finos del ensayo CPTu- 02.....	153

Figura°5.6: Resultados de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias y el incremento del contenido de finos del ensayo CPTu- 03.....	154
Figura°5.7: Resultados de la relación de resistencia cíclica (CRR) y relación de esfuerzo cíclico (CSR) del ensayo CPTu-01.....	156
Figura°5.8: Resultados de la relación de resistencia cíclica (CRR) y relación de esfuerzo cíclico (CSR) del ensayo CPTu-02.....	157
Figura°5.9: Resultados de la relación de resistencia cíclica (CRR) y relación de esfuerzo cíclico (CSR) del ensayo CPTu-03.....	159
Figura°5.10: Resultados del factor de seguridad a la licuación del ensayo CPTu-01.....	161
Figura°5.11: Resultados del factor de seguridad a la licuación del ensayo CPTu-02.....	162
Figura°5.12: Resultados del factor de seguridad a la licuación del ensayo CPTu-03.....	163
Figura°5.13: Representación de estratos licuables en la presa de relaves.....	166

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

α	Relación de esfuerzo de corte estático
A_c	Área del cono
A_n	Área del cono neta
$a_{máx}$	Aceleración máxima horizontal
a_n	Relación entre A_n y A_c
A_s	Área de la manga
A_{sb}	Área de la manga inferior
A_{st}	Área de la manga superior
B_q	Parámetro de presión de poros
c	Exponente de normalización de Moss
CF	Contenido de finos
CSR	Relación de resistencia cíclica
CSR	Relación de esfuerzo cíclico
C_σ	Factor de dependencia del parámetro de estado
C_{2D}	Factor de ajuste por bidireccionalidad de carga cíclica
C_{dq}	Factor empírico adimensional
C_q	Coefficiente de normalización en la punta de Moss
C_f	Coefficiente de normalización en la manga de Moss
C_{FC}	Parámetro adimensional de contenido de finos
C_N	Coefficiente de normalización de Robertson
CPTu	Ensayo de penetración con cono mas presión de poros
d	Profundidad con respecto al nivel de superficie
D_R	Densidad relativa
DWF	Factor de ponderación de duración

ϵ_R	Parámetro de estado
$f_{1,2,3}$	Parámetros adimensionales de Moss
f_s	Fricción lateral en la manga
$f_{s,1}$	Fricción lateral en la manga normalizada de Moss
f_t	Fricción lateral en la manga corregida
F_r	Relación de fricción normalizada
FS	Factor de seguridad a la licuación
I_c	Índice de comportamiento de suelo
I_B	Índice de comportamiento de suelo basado en la fragilidad
IP	Índice de plasticidad
K_0	Coefficiente lateral de presión de tierras
K_α	Corrección por estado inicial de esfuerzos
K_σ	Corrección por esfuerzo de confinamiento
K_c	Influencia del contenido de finos de Robertson
LL	Límite Líquido
LP	Límite Plástico
MSF	Factor de escala de magnitud
M_w	Magnitud momento
m	Exponente de normalización de Idriss y Boulanger
n	Exponente de normalización de Robertson
N_{kt}	Factor empírico para corrección del esfuerzo al corte no drenado
σ_v	Esfuerzo de confinamiento vertical total
σ'_v	Esfuerzo de confinamiento vertical efectivo
P_a	Presión atmosférica
PPD	Disipación de presión de poros

q_c	Resistencia a la penetración por punta
q_{cN}	Resistencia a la penetración por punta normalizada de Idris y Boulanger
q_{c1N}	Resistencia a la penetración por punta normalizada por esfuerzo de confinamiento de Idris y Boulanger
q_{c1N}	Resistencia a la penetración por punta normalizada por esfuerzo de confinamiento para arenas limpias de Idris y Boulanger
$q_{c,1}$	Resistencia a la penetración por punta normalizada de Moss
$q_{c,1 \text{ mod}}$	Resistencia a la penetración por punta normalizada para arenas limpias de Moss
q_t	Resistencia a la penetración por punta corregida
Q_t	Resistencia a la penetración por punta corregida normalizada
Q_{tn}	Resistencia a la penetración por punta corregida normalizada por confinamiento
$Q_{tn \text{ cs}}$	Resistencia a la penetración por punta corregida normalizada por confinamiento para arenas limpias
R_d	Factor de reducción de esfuerzo por profundidad
R_f	Relación de fricción
S_u	Esfuerzo de corte no drenado o resistente
τ_{cyc}	Esfuerzo de corte cíclico
τ_0	Esfuerzo de corte estático inicial
u_0	Presiones de poros estáticas
$u_{1,2,3}$	Presiones de poros dinámicas
z	Profundidad
Δq_c	Influencia del contenido de finos de Moss
Δq_{c1N}	Influencia del contenido de finos de Idriss y Boulanger

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

1.1.1 Antecedentes

En los últimos 55 años, en el Perú, se ha estudiado el fenómeno de licuación de suelos en las presas de relaves mineros. Doce casos históricos han presentado mecanismos de falla que condujeron a daños severos en presas de relaves del país. Nueve de estos casos fallaron por el fenómeno de licuación, el cual ha ocasionado considerables pérdidas económicas, vidas humanas y daños al medio ambiente (Oldecop y Rodriguez, 2007).

La licuación de materiales granulares y/o suelos no cohesivos constituyen uno de los principales mecanismos de falla en las presas de relaves mineros. Este fenómeno es ocasionado por los sismos esencialmente, los cuales disminuyen el esfuerzo efectivo al aumentar progresivamente las presiones de poro y con ello disminuye la resistencia al corte del suelo hasta valores casi nulos. El principal problema que favorece el proceso de licuación, en presas de relave, es la existencia de un alto grado de saturación ($S_w=100\%$), relaves gruesos en estado suelto con densidades relativas bajas ($D_r<50\%$) y relaves finos muy blandos generados por la forma de depositación de los relaves desde aguas abajo en el vaso hacia aguas arriba en la cola de la presa. Así también, la construcción de presas por el método de aguas arriba y la conformación del dique de relaves gruesos incrementan las probabilidades de que el fenómeno de licuación se desencadene, debido a que la cimentación se realiza sobre relaves sueltos.

En la actualidad, existen diferentes ensayos de campo que nos proporcionan propiedades geotécnicas para evaluar el desencadenamiento del fenómeno de licuación. Los ensayos de campo deben caracterizar geotécnicamente, evaluar la compacidad y medir la presión de poros, en los suelos. El ensayo SPT es el que con mayor frecuencia se utiliza en el Perú. Este ensayo de campo evalúa la compacidad o consistencia del suelo, con un número necesario de golpes para romper el suelo en un tramo determinado, sin medir la presión de poros y la resistencia a la fricción lateral. Por otro lado, existe en la industria el ensayo de campo CPTu que proporciona más información geotécnica que el ensayo de campo SPT. El CPTu mide la resistencia por punta (compacidad o consistencia),

fricción lateral y presión de poros cada 2.5 cm/s, en todo el estrato de suelo sin ser interrumpido; es decir captura todo el perfil geotécnico. Con los datos que se obtienen del CPTu se establece otro tipo de caracterización geotécnica que se denomina el tipo de comportamiento del suelo (SBT).

El tipo de comportamiento de los suelos es una clasificación geotécnica para predecir si el fenómeno de licuación podría desencadenarse en las presas de relaves. Este tipo de clasificación geotécnica nos presenta dos comportamientos: suelos contractivos y suelos dilatantes. Los suelos contractivos son más susceptibles a la licuación debido a que pierden significativamente su rigidez generando grandes deformaciones a bajos niveles de carga. Por otro lado, en los suelos dilatantes, a pesar de la redistribución de partículas en su matriz, no se evidencia la pérdida significativa de rigidez, pequeñas deformaciones son generadas a altos niveles de carga; es decir desarrollan el fenómeno de licuación sin generar grandes daños a la estructura. Así también, la evidencia empírica ha registrado daños no considerables en las presas de relaves mineros cuando los suelos tienen un comportamiento dilatante.

El ensayo CPTu, proporciona la información geotécnica necesaria para determinar el tipo de comportamiento de suelo (contractivos o dilatantes), su compacidad, la presión de poros y con estos su resistencia a la licuación. Prevenir el fenómeno de licuación depende de la representación adecuada de la respuesta no drenada residual de las arenas y/o arcillas saturadas con comportamiento contractivo. En suelos con comportamiento dilatante los valores esfuerzo no drenado pico representarán la respuesta del suelo al fenómeno de licuación.

1.1.2 Motivación

El ensayo de campo SPT mide la resistencia del suelo con un número de golpes (N) determinado a diferentes intervalos de profundidad de todo el estrato de suelo. Seed e Idriss (1971) y su actualización Youd et al (2001) propusieron una metodología simplificada que se basa en la corrección del número de golpes (N), para identificar estratos de suelos potencialmente licuables. En el Perú, para medir la resistencia del suelo y estimar el potencial de licuación se utiliza con mayor frecuencia el ensayo de campo SPT sin mediciones de energía.

En general, el ensayo de campo SPT se ejecuta aprovechando las perforaciones diamantinas realizadas con fines de caracterización geotécnica de suelos. En el ensayo SPT, otras pruebas de campo como los ensayos Lefranc y la misma perforación pueden alterar el estado natural de los estratos de suelo que van a ser ensayados. Por lo que, la misma ejecución del ensayo de campo SPT aporta a que la data no sea del todo confiable. Por otro lado, no medir la fricción lateral, no interpretar el tipo de comportamiento contractivo o dilatante, no obtener datos de presiones de poro, no realizar el registro continuo del estrato de suelo y la deficiencia de la corrección del número de golpes por energía, genera vacíos de información que disminuyen críticamente la fiabilidad del ensayo. Por lo tanto, aplicar una metodología simplificada con solo un parámetro de entrada (número de golpes) y que este mismo parámetro presente incertidumbre, resulta ser poco confiable para evaluar el potencial de licuación.

Para que una metodología simplificada de evaluación del potencial de licuación sea confiable y con valores aceptables, es necesario introducir en la interpretación otro ensayo de campo que proporciona información suficiente de las propiedades del suelo, como el ensayo piezocono (CPTu). Este ensayo proporciona datos continuos de resistencia a la penetración del suelo, resistencia a la fricción lateral, y presiones de poro dinámicos y estáticos. La repetibilidad de los valores de resistencia captura el perfil geotécnico completo del suelo. La resistencia a la penetración indica la compacidad o consistencia de los suelos granulares o finos, respectivamente. La fricción lateral identifica la adhesión inherente de los suelos (presencia de suelos finos). Las presiones de poro dinámicas muestran la respuesta de la presión de agua a la penetración identificando suelos no saturados, parcialmente saturados y saturados. Las presiones de poro estática el nivel de agua estático en el perfil geotécnico.

Actualmente, investigadores como Robertson (1998), Moss (2006) e Idris y Boulanger (2015) han definido metodologías empíricas en base a los datos obtenidos del ensayo CPTu y casos históricos de falla por licuación; sin embargo, su uso es poco recurrente en el Perú y muy limitado. Estas metodologías se establecieron a través de la historia para la evaluación del potencial de licuación en estratos de suelo que presentaron licuación y han sido calibradas con ensayos CPTu. Para aplicar estas metodologías se requiere de parámetros adicionales como el índice de comportamiento de suelos (I_c) y con este el tipo de

comportamiento (SBT) y el contenido de finos. Estos parámetros son obtenidos de correlaciones entre la resistencia a la penetración, fricción lateral, presión de poros estática y dinámica. Es importante definir el índice de comportamiento (I_c), el tipo de comportamiento de suelo (SBT) y estimar el contenido de finos; ya que, incrementan la resistencia suelo a no licuar o ablandarse. El uso de estos parámetros solo es fundamental por debajo la línea piezométrica del suelo; la cual se define con la presión de poros estática. Si no existe un incremento de la presión de poros, la licuación no se generará y la metodología empírica no sería aplicable.

1.2 PROBLEMÁTICA

Las presas de relaves tienen un gran potencial de riesgo de falla cuando se desarrolla el fenómeno de licuación; esto debido al incremento de la presión de poros en la matriz del dique de arena que a su vez contiene relaves saturados.

En el departamento de Moquegua se encuentra la presa de relaves Quebrada Honda de la minera Southern Copper Corporation. Esta presa de relaves fue construida por el método aguas abajo utilizando relaves gruesos compactados (dique de arena) propios del proceso de cicloneado de la mina. Con una altura de 130 m en su máxima capacidad, la presa retiene aproximadamente 530 000 metros cúbicos de relaves de las minas Cuajone y Toquepala. El 23 de junio de 2001, un terremoto de magnitud momento de 7.4 afectó a toda la región del sur del Perú. Cuando ocurrió el terremoto, el personal de la mina informó sobre la licuación de los relaves embalsados que generaron daños a la estructura. Los efectos del terremoto que se observaron en la presa de relaves se limitaron a grietas menores a lo largo de los 3.9 km de la cresta del dique de arena. Si bien, no ocurrieron daños catastróficos; los agrietamientos generados en la corona son un buen indicador de que las fallas por licuación se generan casi instantáneamente y en un evento sísmico con mayor energía los daños podrían ser catastróficos, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER, 2001).

En agosto de 2014, la presa de la empresa Metal Corp., productora de oro y cobre a cielo abierto, colapsó generando un gran daño al medio ambiente. Este fenómeno ocurrió en el estado de la Columbia Británica, en Canadá. Si bien, no hubo pérdidas de vidas humanas, la movilización de veinticinco millones de metros cúbicos de relaves contaminó el cauce del río Cariboo, lagos y un arroyo. Uno de

los factores que desencadenaron la falla se debió a la cantidad de agua en la presa: diez millones de metros cúbicos de agua contra 7.3 millones de metros cúbicos de relaves finos. El exceso de presión de poros se incrementó y la presa fallo por licuación movilizándose varias decenas de metros hacia aguas abajo. (Energiminas, 2019)

El 25 de enero de 2019, la Presa I en la mina de hierro Córrego do Feijão en Brasil de la compañía Vale S.A. ("Vale") colapsó y liberó alrededor de diez millones de metros cúbicos de relaves mineros que causaron más de 270 víctimas y un desastre ambiental masivo. Desde el punto de vista ingenieril, hay algunos hechos únicos sobre esta falla. La licuación de los materiales que conformaron la presa se generó por el incremento de la presión de poros en suelos granulares sueltos desencadenando la pérdida de resistencia cortante y el colapso de la estructura. (Dragic, Mlanden, 2020).

En la actualidad, en el Perú pocas presas de relaves son diseñadas con normativas internacionales como la Canadian Dam Association (2014) y el análisis de brechas de la Canadian Dam Association (2021). Este cambio es reciente y solo se realiza en unidades mineras que tienen altos estándares internacionales. En estas normativas se menciona que debe utilizarse el ensayo CPTu para caracterizar los relaves, predecir su tipo de comportamiento y su potencial de licuación. Las presas de relaves antiguas que fueron construidas por el método de aguas arriba con diques de arena sueltos y las nuevas presas que se diseñan con estándar nacionales; no cuentan con exigencias rigurosas de diseño, construcción y utilizan el ensayo de campo SPT para evaluar sus condiciones geotécnicas. Por lo que, si la normativa no es suficiente; es necesario introducir ensayos geotécnicos como el CPTu que garanticen la fiabilidad de los datos y realizarlos en las presas de relaves antiguas y plantear que se ejecuten en las nuevas presas de relaves que estén por construirse. Por otro lado, el aprovechamiento de los datos del CPTu no está del todo cubierto ya que en el Perú existe poco estudio en la evaluación del fenómeno de licuación con este ensayo. Esta realidad desaprovecha las ventajas y la valiosa información geotécnica que proporciona el ensayo CPTu; la cual es muy confiable para caracterizar y evaluar el potencial de licuación en relaves.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general

Evaluar el potencial de licuación en presas de relaves por métodos simplificados utilizando ensayos CPTu

1.3.2 Objetivos específicos

Revisión de las metodologías existentes para la evaluación del potencial de licuación.

Caracterización geotécnica mediante una de campaña de investigación de campo y ensayos de laboratorio.

Definición el nivel de agua en la presa de relaves mediante la interpretación resultados del ensayo CPTu, con las mediciones de disipación de presión de poros.

Determinación los parámetros geotécnicos y el tipo de comportamiento de suelo con los resultados del ensayo CPTu.

Evaluación e interpretación el potencial de licuación de los relaves en los perfiles de suelo obtenidos con el ensayo CPTu.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

2.1 LICUACIÓN DE SUELOS

2.1.1 Definición

El fenómeno de licuación ha sido estudiado durante muchos años por diferentes investigadores y a lo largo del tiempo se han postulado varias definiciones para comprenderlo. Seed (1971) define a la licuación como un fenómeno en el que un suelo sin cohesión pierde resistencia durante un terremoto y adquiere un grado de movilidad suficiente para desplazarse varios cientos de metros. Asimismo, Kramer (1996) define al fenómeno de licuación como la reducción drástica del esfuerzo cortante, hasta el punto en que es incapaz de resistir cargas estáticas y cargas cíclicas o permanecer en estado de equilibrio. El desencadenamiento de la licuación se genera por un incremento de presión de poros en la matriz del suelo por cargas estáticas o dinámicas (Rauch, 1997).

Robertson y Wride (1998), indican que la licuación se desencadena si hay una reversión del esfuerzo cortante por el exceso de presión de poros; lo que ocasiona que los esfuerzos efectivos alcancen el cero instantáneo durante la aplicación de la carga cíclica. Seed (2003), amplía este concepto indicando que durante una carga cíclica en condiciones no drenadas; si se desarrollan presiones intersticiales positivas debido a una respuesta contractiva del suelo a pequeñas deformaciones de corte, se desencadenará una pérdida de rigidez del suelo (reversión del esfuerzo cortante), hasta que esta sea nula.

El desencadenamiento del fenómeno de licuación se puede dividir en dos grupos principales: a) licuación por flujo y b) licuación por esfuerzo cíclico; ambas son muy importantes y cualquier evaluación del fenómeno de licuación debe considerar la forma como se generan (Jefferies y Been, 2016; Krammer, 1996). En la práctica, se produce la licuación por flujo, con mucha menos frecuencia que por esfuerzo cíclico; sin embargo, sus efectos suelen ser muchos más catastróficos, por otro lado, la licuación por esfuerzo cíclico puede ocurrir con mucho mayor frecuencia que la licuación por flujo; sus efectos pueden variar desde daños insignificantes hasta severos (Krammer, 1996). En la licuación por flujo, los suelos menos densos (suelos) son los que desarrollan el mayor exceso de presión de poros, esto significa que el comportamiento puede evaluarse con

esfuerzos al corte no drenados sin tener que calcular el efecto del drenaje del agua conforme se va disipando el exceso de presión de poros. (Jefferies y Been, 2016). Por otro lado, en movilidad cíclica la zona con mayor de exceso de presión de poros puede no ser el suelo menos denso (suelto), sino más bien el suelo más confinado; por lo que, el efecto de drenaje del agua tiene implicancia en el esfuerzo al corte de no drenado (Idris y Boulanger, 2008).

A continuación, se describe con mayor detalle los tipos de desencadenamiento del fenómeno de licuación. Sin embargo, en esta investigación el término general de licuación se utilizará tanto para incluir la licuación por flujo como por esfuerzo cíclico.

2.1.2 Licuación por flujo

Olson (2001), indicó que la licuación por flujo es el proceso de deformación y ablandamiento de suelos saturados sin cohesión contractivos durante la aplicación de cargas monotónicas o cíclicas (terremotos) no drenadas. Este proceso solo ocurre en suelos sueltos (contractivos) que experimentan la que pierden significativamente su rigidez en un instante, tal como se presenta en la Figura 2.1. También puede ocurrir en arcillas muy sensitivas, limos arenosos y suelos finos de muy baja a nula plasticidad. La licuación por flujo solo ocurre si el esfuerzo cortante estático inicial (punto A y A') es mayor que la resistencia al corte residual licuada ($S_{u_{liq}}$). En el caso de cargas monotónicas, esta se incrementa (punto B) o se mantiene constante (punto D) hasta que se alcanza la línea de estado crítico y el suelo colapsa. Ante cargas cíclicas, la licuación por flujo ocurre luego de cesa la carga (punto E) generando una redistribución de las presiones de poro y una falla progresiva en el suelo. El resultado, del desencadenamiento de la licuación por flujo, es un deslizamiento que depende de la geometría de la estructura (inclinación de taludes) y las zonas donde se encuentran estratos licuables por flujo (fundación o cuerpo del terraplén).

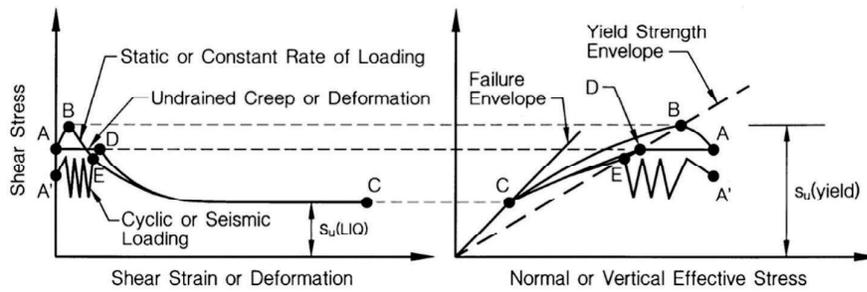


Figura 2.1 Licuación por flujo por cargas monotónicas y cíclicas. a) esfuerzo de corte y la deformación, b) esfuerzo de corte y el esfuerzo efectivo (Olson, 2001)

2.1.3 Licuación por esfuerzo cíclico

Jefferies y Been (2016) indican que la licuación por esfuerzo cíclico desencadena la densificación del suelo que genera deformaciones volumétricas plásticas. La densificación inducida por esfuerzos cíclicos afecta a cualquier suelo, incluyendo arenas densas y arcillas sobreconsolidadas. Este tipo de licuación se subdivide en dos tipos: la movilidad cíclica y el ablandamiento cíclico. A continuación, se detalla este tipo de comportamientos para esfuerzos cíclicos que inducen licuación.

2.1.3.1 Movilidad cíclica

Olson (2001) refiere que la movilidad cíclica es iniciada por la generación del exceso de presión de poros y la degradación de la rigidez al corte; si es que el suelo es sometido a cargas sísmicas o cíclicas, tal como se muestra en la Figura 2.2. En la movilidad cíclica, el esfuerzo cortante resultante (estático y dinámico) es menor que la resistencia al corte licuada ($S_{u(liq)}$) del suelo; sin embargo en algunos suelos, este la supera por periodos de tiempo muy cortos. La degradación de esfuerzos de corte resultantes ocurre principalmente en suelos sueltos o medianamente densos; pero también puede ocurrir en suelos densos si la carga es muy grande y de suficiente duración cíclica. Cuando se aplican cargas sísmicas o cíclicas en condiciones no drenadas, los suelos no cohesivos tienden a generar un incremento progresivo de la presión de poros; por lo que la rigidez al corte del suelo disminuye.

Luego de la aplicación de la carga sísmica o cíclica, se pueden acumular deformaciones permanentes que estén orientadas en dirección del esfuerzo

cortante estático. De forma que este se incrementa y puede superar temporalmente a la resistencia al corte licuada (Su_{liq}) y generar daños severos a la estructura; sin embargo, cuando cesa la carga cíclica o sísmica, cesan las deformaciones.

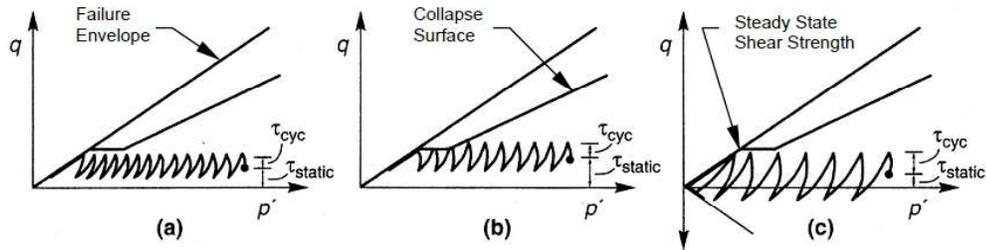


Figura 2.2 Casos de movilidad cíclica en el plano p-q. a) sin la inversión del esfuerzo cortante, los esfuerzos estáticos y cíclicos son menores que la resistencia licuada; b) sin la inversión del esfuerzo cortante, momentáneamente los esfuerzos estáticos y cíclicos exceden la resistencia licuada; c) presenta la inversión del esfuerzo cortante y los esfuerzos combinados estático y cíclicos son menores que la resistencia licuada (Olson, 2001)

2.1.3.2 Ablandamiento cíclico

Idriss y Boulanger (2008) indican que en suelos arcillosos y limos plásticos (suelos cohesivos) se han evidenciado agrietamientos y fallas debido a cargas sísmicas o cíclicas, pero, estos daños son menos severos que los generados en los suelos arenosos no cohesivos. La magnitud de carga cíclica para iniciar un rápido incremento de las deformaciones en arcillas saturadas fue evidenciada en los resultados del ensayo triaxial cíclico (ver, Figura 2.3). La carga cíclica no drenada causó un incremento en el exceso de presión de poros para un $R_u=80\%$ y luego la rigidez se degradó rápidamente con cada ciclo de carga subsiguiente. Cuando se alcanzó un exceso de presión de poros $ru=100\%$ se observó que la resistencia al corte estaba cerca de valores nulos. Este efecto podría generar daños severos a la estructura, pero, si la carga cesa los efectos se detienen. El término "ablandamiento cíclico" se utiliza en referencia a la pérdida de resistencia y deformación en arcillas y limos plásticos, similar al concepto de licuación. Por lo que, se deberá adoptar una metodología similar para establecer la resistencia a la licuación de suelos cohesivos (limos y arcillas).

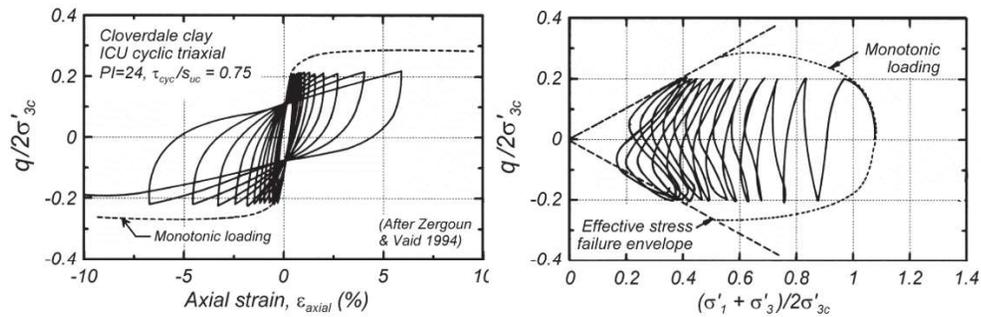
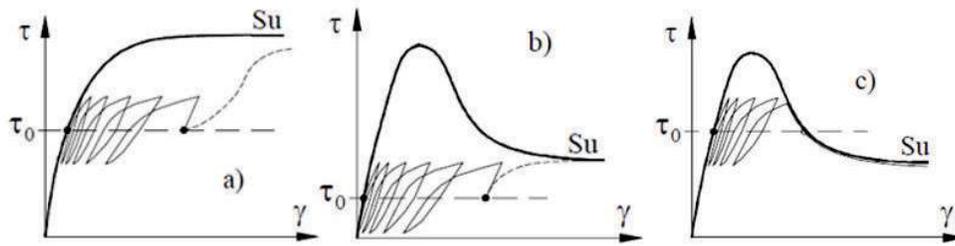


Figura 2.3 Comportamiento de suelos cohesivos en el ensayo triaxial cíclico no drenado. a) degradación del esfuerzo cortante resistente; b) reversión del esfuerzo de corte resistente (Idriss y Boulanger, 2008)

2.1.4 Comportamiento de un suelo por licuación

Robertson y Wride (1998) sugiere que los suelos al ser sometidos a cargas estáticas o cíclicas no drenadas se comportan de dos formas: suelos contractivos que reducen su volumen (las partículas se agrupan) y su resistencia al corte disminuye (ablandamiento), y en suelos dilatantes que aumentan su volumen (las partículas se alejan) y su resistencia al corte se incrementa (endurecimiento).

En la Figura 2.4 se presentan los comportamientos típicos de los suelos contractivos y dilatantes cuando estos se encuentran sometidos a cargas cíclicas no drenadas, para un mismo estado de esfuerzos estáticos inicial. La condición del estado de esfuerzos inicial (carga estática, τ_0) es fundamental para que pueda desencadenarse el fenómeno de licuación. Si a un suelo dilatante, donde el estado de esfuerzos inicial (carga estática) es menor que la resistencia licuada, se le aplica carga cíclica, este experimentará el fenómeno de movilidad cíclica (suelos no cohesivos) o ablandamiento cíclico (suelos cohesivos), tal como se presenta en la Figura 2.4a. Por otro lado, si a un suelo contractivo se le somete a carga cíclica dos fenómenos de licuación podrían desencadenarse. El primero, cuando en el suelo la carga estática es menor que la resistencia licuada y se le aplica carga cíclica, este experimentará el fenómeno de movilidad cíclica (suelos no cohesivos) o ablandamiento cíclico (suelos cohesivos), tal como se presenta en la Figura 2.4b. El segundo, cuando en el suelo la carga estática es mayor que la resistencia licuada y se le aplica carga cíclica, este experimentará el fenómeno de licuación por flujo, tal como se presenta en la Figura 2.4c.



Figura°2.4 Comportamiento un suelo sometido a carga cíclica. a) dilatante, la resistencia licuada es mayor que el esfuerzo estático y cíclico; b) contractivo, el esfuerzo estático y cíclico alcanzan la resistencia licuada; c) contractivo, el esfuerzo estático y cíclico son mayores que la resistencia licuada (Oldecop y Rodriguez, 2007)

2.2 ENSAYO PENETRACIÓN CÓNICA CON MEDICIÓN DE PRESIÓN DE PORO (CPTu)

En ensayo CPTu ha ido perfeccionándose a través del tiempo con el avance tecnológico. El primer cono (CPT) que se utilizó era mecánico y solo tenía la capacidad de tomar datos resistencia por punta (q_c) y fricción lateral (f_s). A partir de 1974, los conos utilizan sensores eléctricos y se renombraron con el nombre de piezoconos (CPTu), debido a que, incluyen el sensor de medición de presión de poros que mide la presión de poros en condición dinámica y estática. Luego se complementaron a los piezoconos con sensores de medición de ondas de corte (V_s) y ondas primarias (V_p) y son conocidos actualmente como piezoconos sísmicos (SCPTu). En esta investigación, solo está utilizando el ensayo CPTu para la evaluación del potencial de licuación, debido a que se considera que los parámetros de resistencia fundamentales son la punta (q_c) y fricción lateral (f_s) y la medición de presión de poros dinámica y estática.

El ensayo de penetración del piezocono (CPTu) se realiza con un instrumento electrónico de acero y un conjunto de barras de 1,0 m que se empujan de forma hidráulica a una velocidad constante de 2 a 4 cm/s. Los componentes internos del piezocono incluyen celdas de carga y transductores para medir la resistencia por punta (fuerza axial, q_c), fricción lateral (f_s), presión de poros (dinámica y estática) e inclinación. La información se transmite a un adquisidor y se reporta a una computadora de campo ubicada en la superficie. Esta computadora está conectada por cables eléctricos, infrarrojo o señales de audio. El caparazón exterior del piezocono está hecho de partes de acero reforzado para resistir la

abrasión y el desgaste provocado por las condiciones de terreno. El diseño de la punta tiene un ápice cónico de 60° y la manga es una cubierta cilíndrica.

En la Figura 2.5 se muestra la configuración del sistema de adquisición de datos del ensayo CPTu.

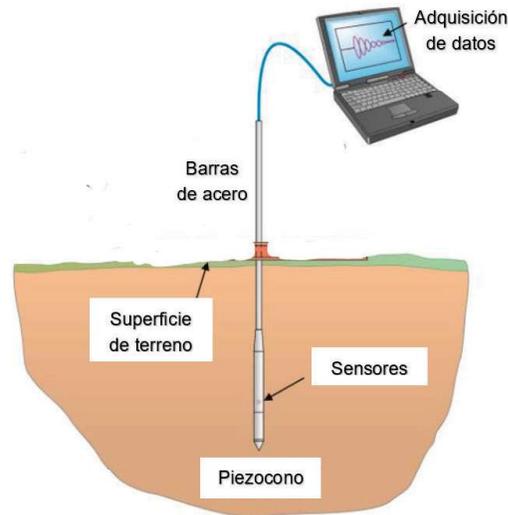
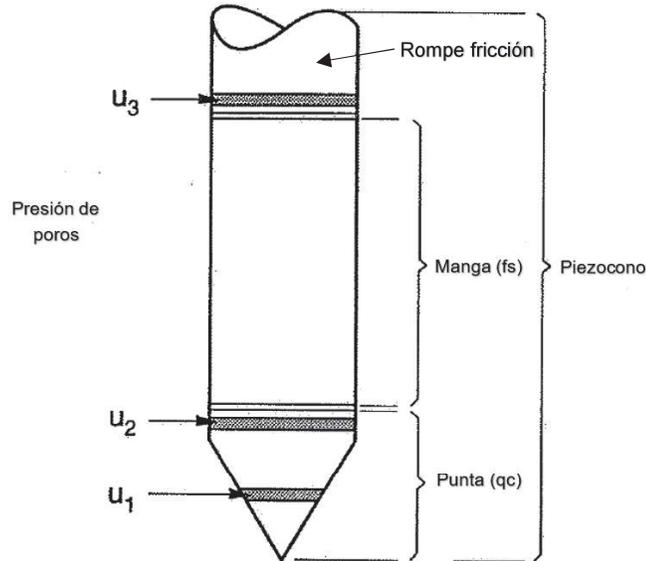


Figura 2.5 Configuración del ensayo CPTu (Conetec, 2019)

Los sensores del piezocono se ubican en: la punta (parte inferior del piezocono, q_c), en la manga (por encima de la punta, f_s) y variable para la presión de poros (u_1 , u_2 y u_3), tal como se muestra en la Figura 2.6. El sensor de medición de presión de poros puede ubicarse en tres posiciones diferentes a lo largo del piezocono. La primera ubicación se encuentra en u_1 , debajo de la punta, pero por encima de la manga; la segunda ubicación se encuentra en u_2 entre la intersección de la manga y la punta cónica, y la tercera ubicada en u_3 al inicio de la manga e intersección con el accesorio rompe fricción de tubería. De acuerdo con las investigaciones de Lunne, Robertson y Powell, (1998) y Mayne (2006), la ubicación que registra presiones de poros con menor disturbancia es la ubicación u_2 y por eso es la que más se utiliza en la industria. El sensor de medición de presión de poros mide dos tipos de presiones de poros, las dinámicas y las estáticas. La presión de poros dinámica es la que el sensor registra al instante que es empujado el piezocono y la estática es la que se registra luego de un tiempo de relajación del suelo (disipación de presión de poros). La presión de poros dinámica nos indica la respuesta no drenada e incremento de presión de poros del suelo ante la

imposición de carga axial y la estática nos indica la posición del nivel de agua en el suelo.

En la Figura 2.6 se incluye más detalles de la ubicación de los sensores de medición del piezocono.



Figura°2.6 Sensores de medición en el piezocono (Lunne et al 1998)

Las ventajas del piezocono son múltiples e incluyen: eficiencia, ahorro económico en horas hombre por la rapidez de ejecución del ensayo, conveniencia y la recopilación de hasta cuatro lecturas independientes sobre el comportamiento del suelo, conforme varía la profundidad en una sola prueba. Además, la información se registra de forma digital, continua y directamente a una computadora para que se procese de forma inmediata, en caso de que el ingeniero geotécnico necesite interpretar los resultados y tomar decisiones in-situ. Por otro lado, las desventajas del ensayo son que no se puede extraer muestras de suelo para ensayarlas en el laboratorio, requiere personal calificado y no es aplicable a suelos con un contenido de gravas mayor al 10%.

El ensayo de penetración del piezocono (CPTu) representa un medio sofisticado y compatible en la industria de servicios de investigaciones geotécnicas del siglo veintiuno. De acuerdo con Mayne (2015), el ensayo CPTu proporciona información geotécnica con un nivel de confianza de diseño de hasta 45%; este valor es

superior al nivel de confianza que nos proporcionan los ensayos convencionales de campo como el SPT y geofísica (ver, Figura 2.7). En presas de relaves los ensayos CPTu brindan información fundamental para el diseño del dique de arena, el mejoramiento de la fundación y el monitoreo geotécnico anual de la presa. Los parámetros que se obtienen son la resistencia al corte licuada de los relaves, comportamiento contractivo o dilatante, la posición del nivel de agua y el comportamiento no drenado.

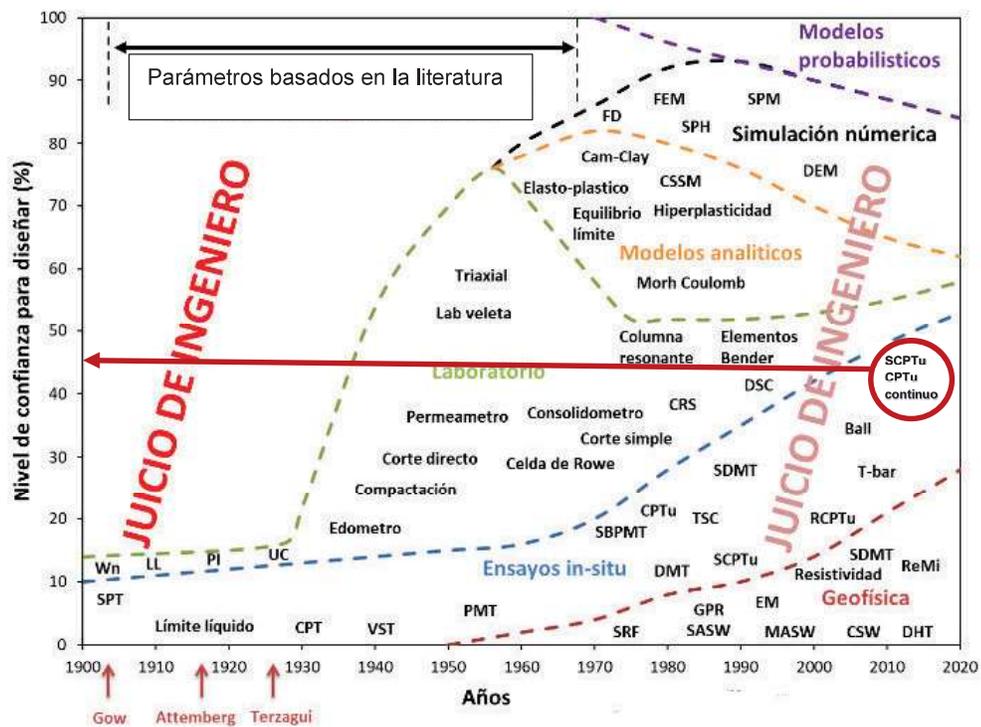


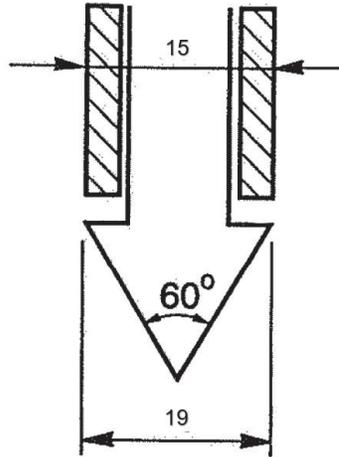
Figura 2.7 Nivel de confianza para diseñar con herramientas geotécnicas en el tiempo (Mayne, 2015)

Según la Figura 2.7, propuesta por Mayne (2015), los ensayos CPTu tendrían un nivel de confianza del 45% para realizar diseños ingenieriles.

2.2.1 Evolución histórica

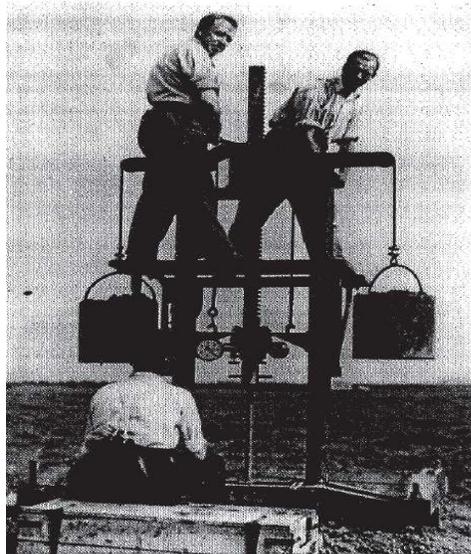
En 1932 el primer cono fue diseñado por P. Barentsen, un ingeniero de Rijkwaterstaat en Holanda. En esa época, se utilizó para el diseño del cono una tubería de gas de 19 mm de diámetro y dentro de esta, tuberías de acero de 15 mm de diámetro que se movían libremente de arriba hacia abajo. Así, una punta

de cono fue colocada al inicio de las barras de acero. La punta de cono tenía un ángulo apertura de 60° , tal como se muestra en la Figura 2.8.



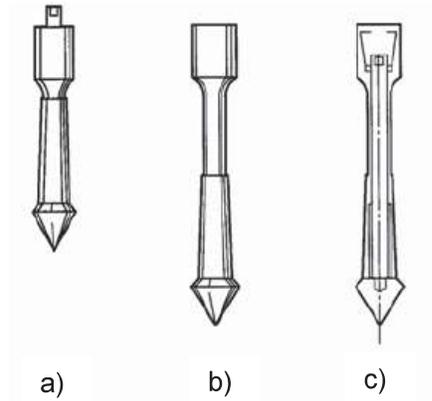
Figura°2.8 Esquema del cono holandés mecánico (Lunne et al 1998)

En 1935, la compañía *Delf Soil Mechanis* diseñó el primer manual para operar conos con 10 toneladas de presión de empuje, una fotografía de este sistema se presenta en la Figura 2.9



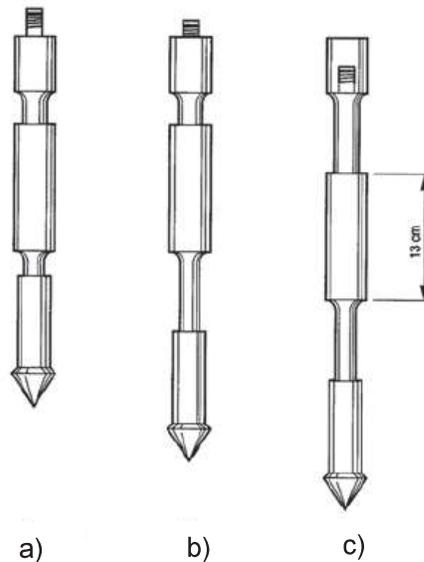
Figura°2.9 Sistema de empuje del cono holandés (Lunne et al 1998)

En 1948, el original cono holandés fue mejorado colocándose al cono una manta cónica justo después de la punta de cono. La geometría fue propuesta para prevenir que el cono ingrese entre la carcasa y varillas interiores, ver Figura°2.10 Estos conos todavía están en uso en algunas partes del mundo.



Figura°2.10 Manta cónica del cono holandés. a) sin longitud de sacrificio de 10 cm; b) con longitud de sacrificio de 10 cm y c) corte transversal del esquema “b”, (Robertson and Cabal, 2015)

En 1953, una manga de fricción (capucha de adhesión) fue agregada detrás de la punta del cono. Esta manga obtiene valores de fricción lateral (f_s) cada veinte centímetros (Begeman, 1953), ver Figura 2.11.



Figura°2.11 Manga de fricción con el cono. a) sin longitud de sacrificio de 10 cm; b) con longitud de sacrificio y c) corte transversal del esquema “b” (Robertson and Cabal, 2015)

Bengemann (1953) realizó mediciones de la resistencia a la fricción lateral (f_s) para clasificar el comportamiento de suelos finos. La resistencia a la fricción lateral (f_s) indica la adhesión plástica del suelo conforme aumenta el esfuerzo de confinamiento. Este parámetro fue correlacionado con la resistencia por punta (q_c) y luego con ensayos de laboratorio granulométricos, tal como se presenta en la Figura 2.12. Estos resultados indican que a una mayor resistencia por fricción lateral (f_s) se tendrá un comportamiento fino (arcillas); sin embargo, si este valor disminuye y la resistencia por punta (q_c) se incrementa se tendrá un comportamiento granular (arenas limosas, arenas o gravas).

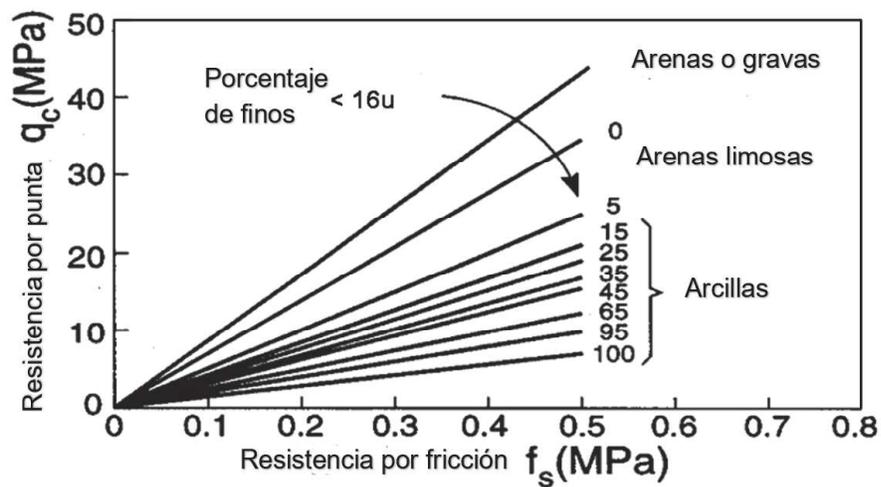


Figura 2.12 Primera clasificación del suelo (Bengemann, 1965)

En 1965, la compañía Fugro desarrolló el cono eléctrico, cuya forma y dimensiones formaron la base para los conos modernos y los procedimientos estándar de la norma ASTM D-5778. Las principales mejoras realizadas con respecto al cono holandés fueron:

- Eliminación de lecturas erróneas debido a la fricción interna entre varillas de acero.
- Repetibilidad del ensayo, con ratios de velocidad de registro continuos sin necesidad de movimientos alternos diferentes entre las partes del cono.
- Medición eléctrica más simple y confiable de la resistencia por punta (q_c) y fricción lateral (f_s) en la manga.

Finalmente, en 1974 se introduce el sensor de medición de presión de poros y los conos se renombran como piezoconos. Los primeros diseños han tenido diferentes posiciones para el sensor de presión de poros (ver, Figura 2.6). Lunne et al (1998) y Mayne (2007) indican que la mejor posición (u_2) del sensor es por debajo de la manga y por encima de la punta del cono. Al introducir la medición de presión de poros, se puede estimar la respuesta no drenada del agua en tiempo real (presión de poros dinámica) y luego de un ensayo de disipación el nivel de agua (presión de poros estática). Con un sistema eléctrico más confiable, a los piezoconos se les adiciona sensores de medición de ondas de corte (V_s) y ondas compresionales (V_p) que son medidas a profundidad similar a un ensayo downhole. Estos sensores adicionales renombran al piezocono (CPTu) por piezocono sísmico (SCPTu).

2.2.2 Equipos de penetración

En la actualidad, se han diseñado y fabricado una amplia variedad de equipos CPTu especializados para la ejecución de investigaciones geotécnicas en diferentes tipos de terreno. En suelos blandos o de difícil acceso se pueden utilizar equipos manuales que facilitan el traslado; sin embargo, no alcanzan profundidades mayores a 25 m (ver, Figura 2.13). En terrenos con suelos firmes con accesos disponibles se pueden utilizar equipos tipo camión (ver, Figura 2.14), sobre orugas (ver, Figura 2.15) y multipropósito (ver, Figura 2.16). En playas de presas de relaves se puede utilizar equipos que reptan tipo anfibios (ver, Figura 2.17). En *ponds* de presas de relaves, presas de agua, ríos y mares se pueden utilizar equipos tipo barcazas (ver, Figura 2.18). En todos estos equipos el contrapeso o peso propio de los mismos es fundamental para que el cono pueda alcanzar las profundidades requeridas por el usuario. El empuje hidráulico, con el que se penetra al piezocono para atravesar el suelo, debe ser contrarrestado con el contrapeso o peso propio del equipo; de lo contrario el equipo se levantará y no se registrarán datos del suelo. Los contrapesos en equipos grandes como los tipos sobre orugas, camiones, anfibios y barcazas varían desde 20 a 30 toneladas. Para equipos livianos, como el manual de 4 ton, se pueden instalar anclajes al terreno o placas de metal que incrementan el contrapeso desde 7 a 20 toneladas.



Figura°2.13 Equipo manual tipo Ramset (Fuente propia)



Figura°2.14 Equipo de 20 toneladas sobre orugas (Fuente propia)



Figura°2.15 Equipo tipo camión de 20 toneladas (Robertson and Cabal, 2015)



Figura°2.16 Equipo multipropósito perforación de 7 toneladas (Robertson and Cabal, 2015)



Figura 2.17 Equipo tipo anfíbio perforación de 25 toneladas (Robertson and Cabal, 2015)



Figura 2.18 Equipo tipo barcaza perforación de 25 toneladas (Robertson and Cabal, 2015)

2.2.3 Ventajas y desventajas del ensayo CPTu

Mayne (2007) y Eslami, A., Moshfeghi, MolaAbasi and Eslami M., (2020) indican que el ensayo CPTu es un ensayo que a diferencia del ensayo SPT, no varía dependiendo del operador ni del sistema de penetración que utilice. Es un ensayo estandarizado (Norma ASTM D-5778) que garantiza resultados confiables de parámetros geotécnicos. Las principales ventajas del ensayo CPTu son mencionadas a continuación:

1. Útil en exploraciones geotécnicas y ambientales
2. Proporciona una estratigrafía continua, identificando pequeños lentes y capas de suelos
3. Estima propiedades geotécnicas y de drenaje (permeabilidad)
4. Rápida colección e interpretación de datos (2 a 3 veces más rápido que los métodos tradicionales)
5. Ahorro de tiempo y calidad de información
6. Ambientalmente amigable, no produce desperdicios y no requiere agua
7. Mayor seguridad operativa

Con el ensayo CPTu se han desarrollado numerosas correlaciones semiempíricas para estimar parámetros geotécnicos de una amplia variedad de suelos. Estas correlaciones varían en confiabilidad y aplicabilidad. Desde que al CPT se le incorporó la medición de presión de poros, nuevas correlaciones semiempíricas han sido incorporadas para estimar diferentes parámetros geotécnicos del suelo. El resumen de las correlaciones se muestra en la Tabla 2.1.

**Tabla 2.1 Parámetros geotécnicos correlacionados al ensayo CPTu
 (Robertson and Cabal, 2015)**

Tipo de suelo	D _r	ψ	K _o	OCR	S _t	S _u	φ'	M	k	C _h
Granulares	2-3	2-3	5	5	-	-	2-3	2-3	3	3-4
Finos	-	-	2	1	2	1-2	4	2-3	2-3	2-3

1=Alta, 2=Alta a moderada, 3=Moderada, 4=Moderada a baja, 5=baja, -=No aplica

2.3 COMPONENTES DEL PIEZOCONO

Los piezoconos utilizan celdas de carga con extensómetros para medir la resistencia a penetración (q_c) y la fricción lateral (f_s). Los primeros diseños se basaron en celdas de carga independiente por compresión (ver, Figura 2.19a). Luego se mejoró el diseño incorporando en la manga celdas de carga por tracción (ver, Figura 2.19b) y manteniendo la celda de carga por compresión en la punta. Seguidamente, se incorporó las celdas de carga por sustracción que miden la fricción lateral (f_s) restando la carga por compresión total de la punta y manga menos la carga por compresión en la punta. Este efecto se conoce como sustracción de la carga y se presenta en la Figura 2.19c.

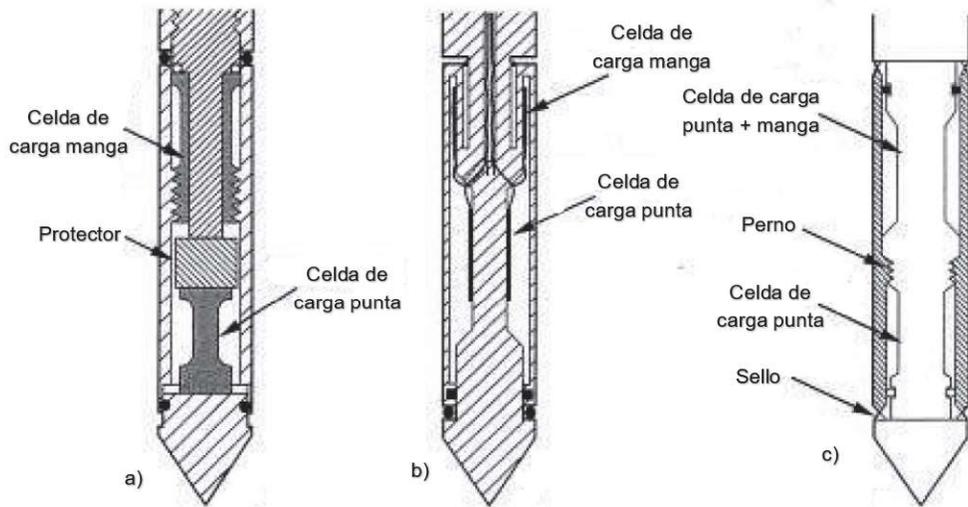


Figura 2.19 Celda de carga actuantes. a) compresión en la punta y manga; b) compresión en la punta y tracción en la manga; c) por sustracción (Robertson and Cabal, 2015)

2.3.1 Punta y manga

La celda de carga que tienen los piezoconos en la punta, registran la resistencia a la penetración (esfuerzo axial) que transmite el terreno hacia el piezocono. La capacidad de carga en la punta varía desde los 375 bar para piezoconos con diámetro de 35,7 mm hasta 1500 bar para diámetros de 43,7 mm. Así también, la manga registra la fricción lateral del terreno hacia el piezocono, la capacidad de carga en la manga es en general del 10% del valor en la punta (35,5 – 150 bar).

Los valores de resistencia a la penetración y fricción lateral requieren una corrección, pues el ensayo CPTu incluye la medición de presiones de poro ubicado detrás de la punta (u_2). Debido a la geometría interna del cono, la presión de agua actúa sobre la punta, este efecto se denomina de área neta (Campanella, 1982). La Figura 2.20 muestra los esfuerzos que actúan en el piezocono, conforme penetra el suelo.

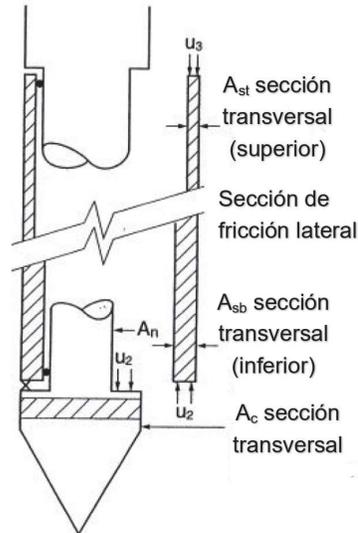


Figura 2.20 Efectos de esfuerzos en la punta y manga (Robertson and Cabal, 2015)

Donde A_n es el área neta en la punta del piezocono determinada por la calibración en una celda triaxial presurizada. La siguiente expresión se utiliza para corregir la resistencia en la punta (q_t):

$$q_t = q_c + u_2 \times \left(1 - \frac{A_n}{A_c}\right) = q_c + u_2 \times (1 - a_n) \quad (2.1)$$

El valor típico de a_n obtenido de calibraciones en el laboratorio, varía entre 0.75 a 0.85 (Robertson y Cabal, 2015). Sin embargo, en otros piezoconos comerciales todavía usan el valor de a_n igual a 0.5 (Mayne, 2014); lo que resulta en correcciones considerables.

Para obtener la fricción lateral corregida (f_t) se deberá modificar la fricción lateral (f_s) con la siguiente ecuación:

$$f_t = f_s + \frac{u_2 \times A_{sb} - u_3 \times A_{st}}{A_s} \quad (2.2)$$

Esta ecuación depende de las presiones de poros ubicadas en u_2 y u_3 . La medición de la presión de poros en la ubicación u_3 , no es de uso común en la industria (Mayne 2007); por lo tanto, se considera $u_2=u_3$. En este caso, el diseño de la manga debe tener áreas iguales en la parte de arriba y abajo para minimizar el error ($A_{sb}=A_{st}$) y la fricción lateral corregida sea igual a la sin corregir ($f_t=f_s$). Algunos

fabricantes europeos de equipos de CPTu han adoptado procedimientos de corrección empíricos (al asumir una correlación entre u_2 y u_3) para las lecturas de fricción en la manga. Sus diseños de manga no tienen áreas iguales en los dos extremos; sin embargo, las interrelaciones de u_2/u_3 dependen del tipo de suelo y los valores f_t “corregidos” podrían estar errados resultando en incertidumbre.

2.3.2 Sensor de medición de poros

El incremento del exceso de presión de poros en los suelos genera la reducción del esfuerzo cortante y que se desencadene el fenómeno de licuación. El sensor de medición de presión de poros permite medir el exceso de presión de poros al instante que es penetrado (presión dinámica) y la presión de poros estática luego de un tiempo de relajación. Estos datos nos indican la posición del nivel de agua y las zonas más susceptibles al incremento del exceso de presión de poros; por lo que, conocer su magnitud es fundamental para evaluar el desencadenamiento de la licuación.

En terrenos con condiciones que indican una alta respuesta a la presión de poros, tales como arcillas, limos y arenas finas, deben medirse las presiones de poros dinámica (u_2) y realizar la relajación de la respuesta del agua con un ensayo de disipación de presiones de poro (u_0) según el estándar de la norma ASTM D 5778. Se han estudiado diferentes ubicaciones para el sensor de medición de presión de poros: u_1 en la punta, u_2 entre la manga y la punta y u_3 después de la manga. La evaluación empírica ha demostrado que la ubicación u_2 es la que obtiene mejores resultados. Esto es porque los efectos, de las presiones de poro (u_2) en la unión de la manga y punta, garantizan una mejor corrección en la resistencia por punta (q_c) (Mayne, 2014)

2.4 INTERPRETACIÓN DEL ENSAYO CPTu

Debido a su gran capacidad para registrar resistencias continuas, conforme aumenta la profundidad, el piezocono es el único que detecta los cambios en los estratos de suelos y con ello la estratificación de estos, en base a resistencias (Mayne, 2014). Así también, identifica estratos de baja resistencia (suelos blandos o no compactos), lentes delgadas y condiciones anormales del terreno, como zonas de saturación (Lunne et al 1998). Es importante que todos los datos se interconecten en una sola lectura (estratificación). Los tres registros de resistencia

q_c , f_s y u_2 , medidos en simultáneo por el piezocono resultan en la interpretación de perfiles de suelo a profundidad; tal como se muestra en la Figura 2.21. De acuerdo con Campanella (1982), el sistema de adquisición de datos registra las lecturas con ratios de 2 a 4 cm/s, sin influir significativamente en las lecturas de resistencia por punta (q_c) y fricción lateral (f_s). Sin embargo, durante la penetración del piezocono, la presión de poros dinámica (u_2) resulta ser más sensible que los otros dos sensores (q_c y f_s), al ratio de penetración (Eslami et al 2020).

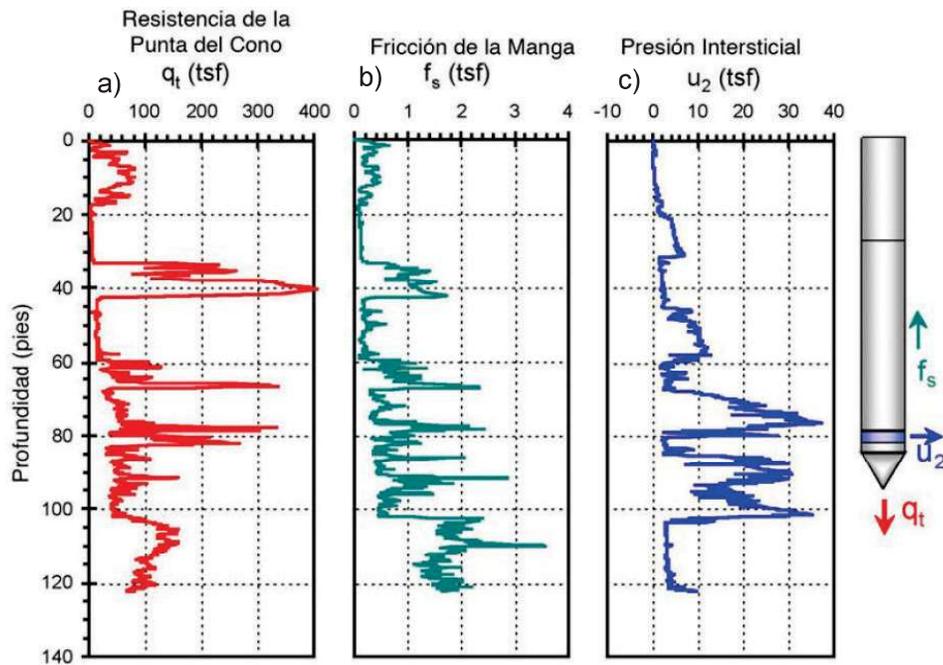


Figura 2.21 Data insitu del ensayo CPTu a) resistencia por punta (q_c); b) fricción lateral (f_s) y c) presión de poros dinámica (u_2) (Mayne, 2014)

2.4.1 Tipo de comportamiento del suelo (SBT)

El logueo geotécnico y los ensayos de laboratorio se utilizan comúnmente para el reconocimiento y clasificación geotécnica del suelo. Sin embargo, el logueo geotécnico solo es aplicable de modo preliminar hasta que sea contrastado con los ensayos de laboratorio, los cuales tienen implicancias en la recuperación de la muestra y el efecto del tamaño de partícula. En sus inicios, la información sobre el tipo de comportamiento del suelo era aproximada; el CPT se limitó a estimar rangos del perfil de suelo (arenas o arcillas) y no se proporcionaban más detalles. Para lograr estratificar el suelo, la caracterización geotécnica tuvo que ser

confirmada a partir de los resultados de ensayos de laboratorio obtenidos de muestras representativas de perforaciones geotécnicas. Luego, Robertson (1986) con el CPTu, introduce la presión de poros (u_2) que corrige a la resistencia en la punta (q_t) y permite una mejor correlación con la fricción lateral (f_s); además, inicia el uso de las gráficas del tipo de comportamiento del suelo (SBT). Por lo que, en los próximos años se propusieron varias gráficas del tipo de comportamiento del suelo (SBT) de diferentes investigadores para clasificar el suelo a partir de los datos obtenidos del CPTu (Eslami et al 2020).

2.4.2 SBT No- Normalizados

Begemann (1965) fue pionero en la elaboración de perfiles de suelo a partir del ensayo CPT. En sus investigaciones demostró que los suelos granulares generalmente obtienen valores más altos de resistencia por punta (q_c) y valores bajos de fricción lateral (f_s), a diferencia de los suelos finos. Eso podría interpretarse como una función directa de la resistencia por punta (q_c) o fricción lateral (f_s) al comportamiento arenoso o arcilloso; sin embargo, identificó que el tipo de comportamiento del suelo (SBT) también depende de la relación entre la fricción lateral (f_s) y la resistencia por punta (q_c). Begemann nombró a este cociente como la relación de fricción (R_f), expresada en porcentaje. La relación de fricción (R_f) en suelos arenosos, generalmente es menor al 1%. Esta relación de fricción (R_f) es específica del sitio, es decir, directamente aplicable solo a la zona geológica específica donde se desarrolló.

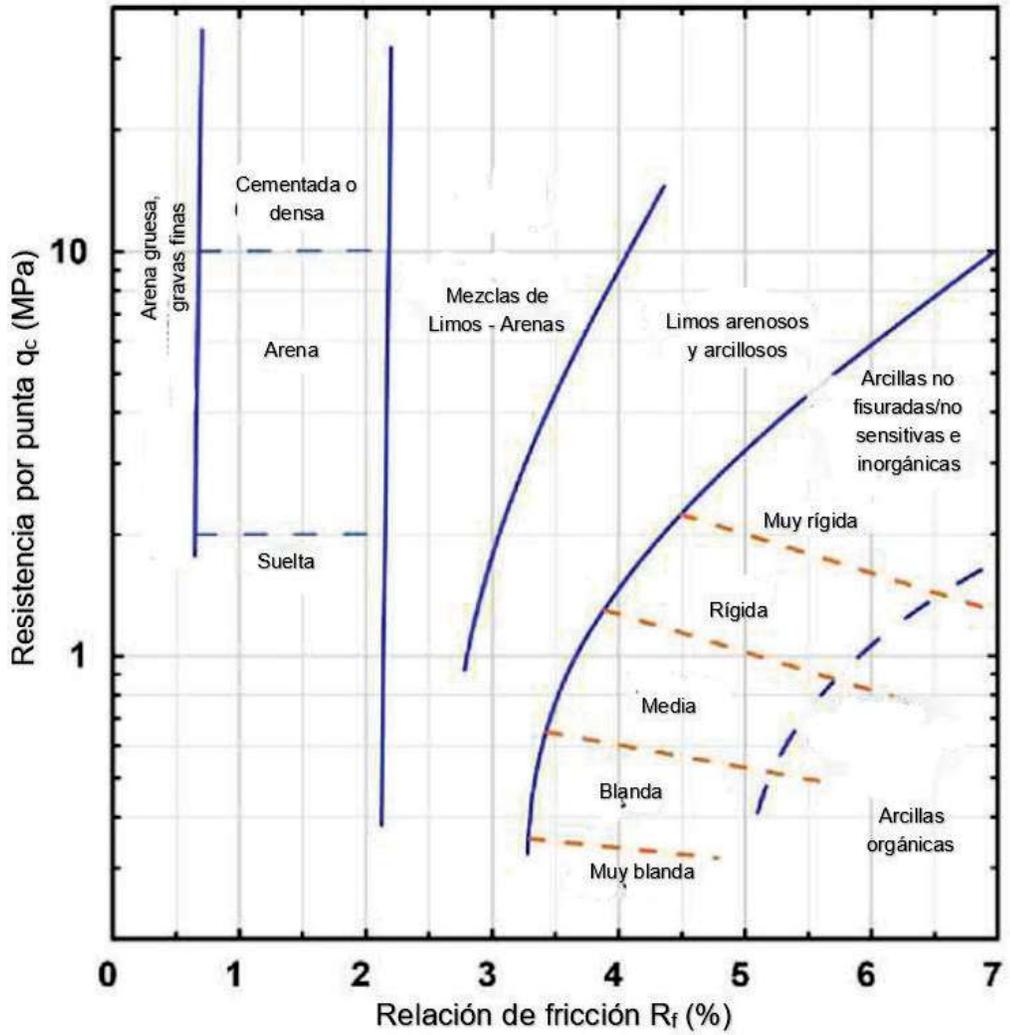
La relación de fricción (R_f) se define con la siguiente ecuación:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100\% \quad (2.3)$$

Sanglerat (1972), propuso el gráfico que presenta la resistencia por punta q_c (escala logarítmica) versus la relación de fricción R_f (escala lineal). Graficar de esta forma tiene la ventaja aparente de combinar estos dos parámetros. Sin embargo, implica erróneamente que los valores son independientes entre sí, pero, la relación de fricción (R_f) es una variable dependiente y la resistencia por punta (q_c) una variable independiente.

Schmertmann (1978) propuso límites para perfiles de suelos, tal como se muestra en la Figura 2.23. El gráfico está basado en los resultados de ensayos con conos mecánicos en “Florida del norte”, el cual incorpora los datos del CPT de Begemann e indican zonas del tipo de comportamiento del suelo. También se presenta la variabilidad con la densidad en arenas, y la consistencia de limos y arcillas, los cuales son inferidos por definición y no están relacionados con la interpretación del perfil de suelo a partir de los resultados del CPT. Así también, Schmertmann (1978) presenta la resistencia por punta versus la relación de fricción (R_f), es decir los datos se grafican de forma inversa. En la Figura 2.23, se muestra el gráfico de Schmertmann transformado a un gráfico del tipo de Begemann (escala logarítmica) por Eslami Y Fellenius (2004), en el que se replantea las envolventes y límites de la Figura 2.22, así como la descripción de los suelos.

Schmertmann (1978) concluye que las correlaciones mostradas en la Figura 2.22 dependen de la geología local en la que se realizan los ensayos piezocono (CPT), resultando estas ser significativamente diferentes. La tabla está orientada a referencias típicas e incluye dos condiciones: "Condiciones locales" y "La relación de fricción R_f " la precisión disminuye con valores bajos de resistencia por punta (q_c). Así también, Schmertmann menciona que la sensibilidad del suelo, la rugosidad de la superficie fricción en la manga, la ductilidad del suelo y los efectos de la presión de los poros pueden influir en la correlación del gráfico.



Figura°2.22 Gráfico del tipo de comportamiento del suelo Schmertmann (1978)

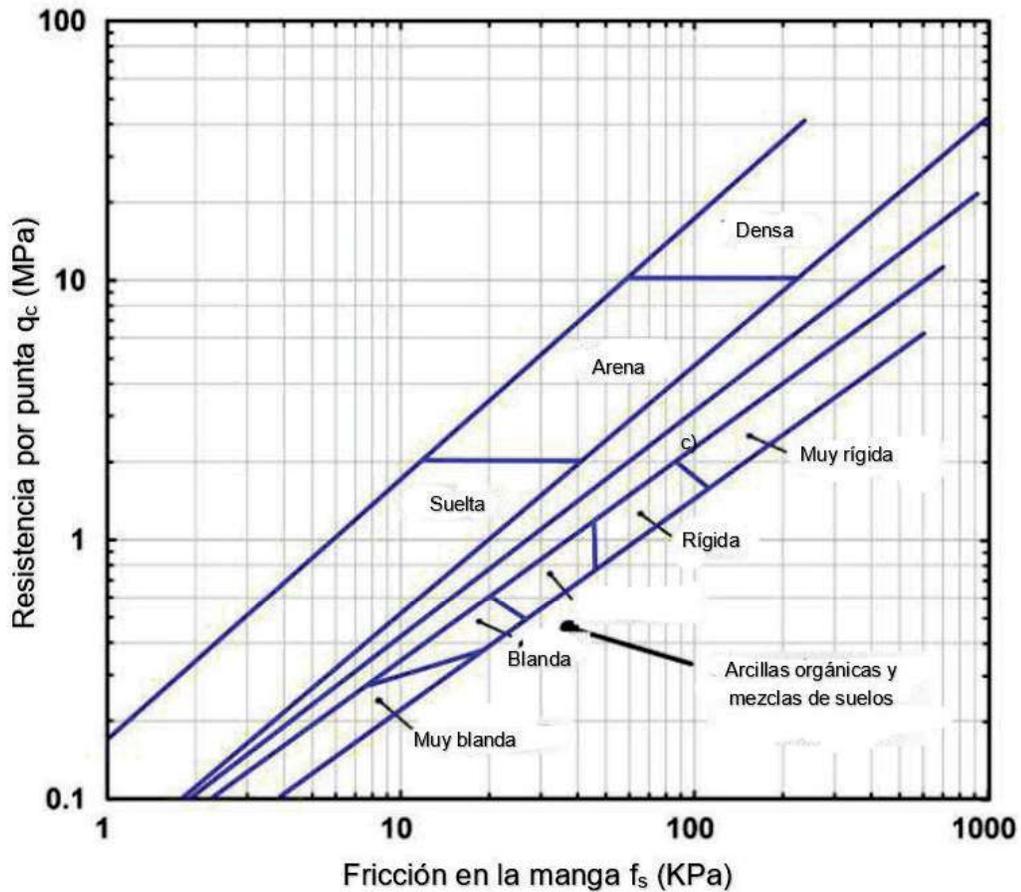
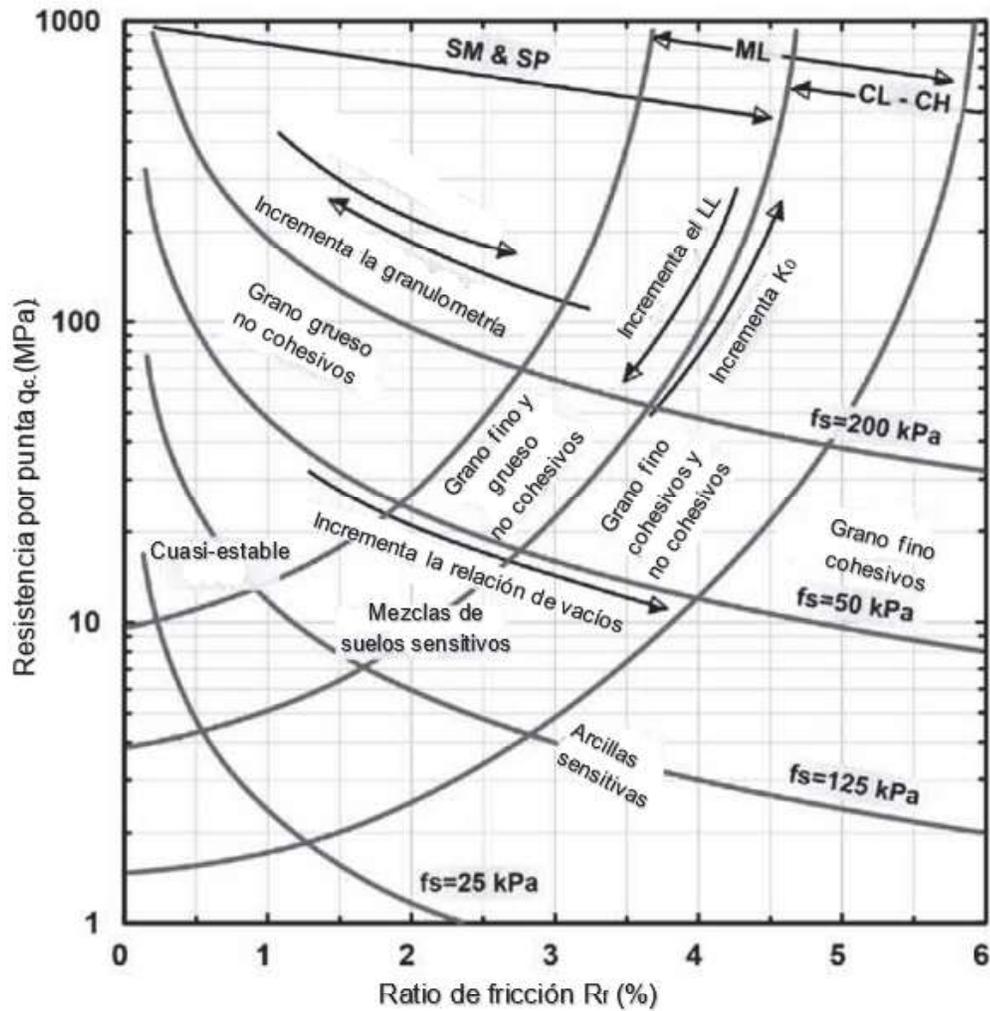


Figura 2.23 Gráfico de Schmertmann del tipo de comportamiento del suelo representado como del tipo Begemann (Eslami y Fellenius, 2004)

Douglas y Olsen (1981) propusieron un gráfico de caracterización de suelos basado en ensayos CPT. El gráfico, que se muestra en la Figura 2.24, presenta una clasificación según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), asignando zonas de tipo de comportamiento del suelo. El gráfico también indica tendencias para el límite líquido y el coeficiente de presión de tierra en reposo; así como suelos sensibles y "arenas cuasi-estables". El gráfico de Douglas y Olsen limita tres líneas curvas hacia arriba que representan la variabilidad creciente de suelos de grano grueso y cuatro líneas con igual fricción en la manga. De esta forma, el gráfico distingue una zona (esquina inferior izquierda del gráfico) donde los suelos son sensibles o "cuasi-estables". Al comparar las Figuras 2.22 y 2.25, surge la diferencia en la respuesta inferida del tipo de comportamiento del suelo; mientras que en el gráfico de Schmertmann las envolventes del tipo de suelo se curvan hacia abajo, en el gráfico de Olsen se curvan hacia arriba. Las zonas para arenas y arcillas son aproximadamente las mismas en los dos gráficos.

Una comparación entre los gráficos de Schmertmann y Douglas y Olsen (Figuras 2.22 y 2.24) es más relevante si los gráficos se plotean como la gráfica de Begemann (Figura 2.25). Por lo tanto, la Figura 2.25 muestra la gráfica de Douglas y Olsen convertida al tipo de Begemann. Esta incluye las tres curvas y las cuatro líneas con igual fricción en la manga, y una línea discontinua gruesa que identifica la envolvente aproximada de las zonas que representan suelos “cuasi-estables” y “sensibles”. La comparación del gráfico de Douglas y Olsen (Figura 2.25) y el gráfico de Schmertmann (Figura 2.23) convertidas al tipo Begeman indican que, el primero ofrece un menor rango para arenas densas y suelos arenosos ($q_c > 10$ MPa) y un rango mayor a baja resistencia por punta ($q_c < 1$ MPa)



Figura°2.24 Gráfico tipo de comportamiento del suelo Douglas y Olsen (1981)

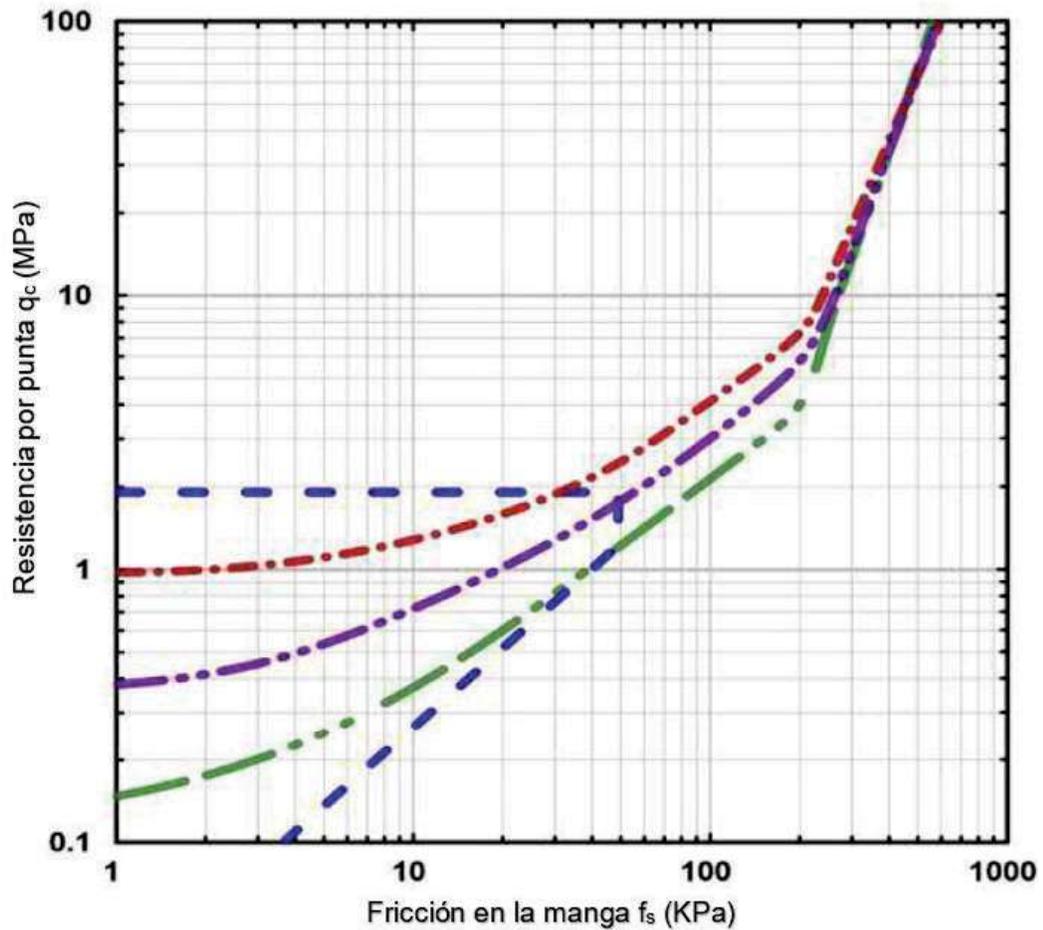


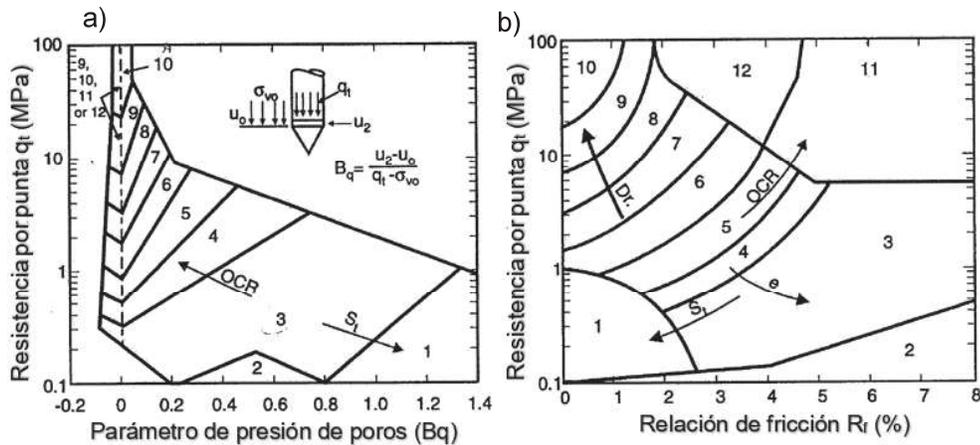
Figura 2.25 Gráfico de Douglas y Olsen del tipo de comportamiento del suelo representado como del tipo Begemann (Eslami y Fellenius, 2004)

Vos (1982) sugirió usar el ensayo CPT para suelos en Holanda, el tipo de comportamiento de suelo se identificó a partir de la relación de fricción (R_f). Los valores porcentuales son similares, pero no idénticos a los recomendados por Begemann (1965).

Campanella et al. (1982) presentan las bases para la clasificación de suelo basado en el piezocono (CPTu), utilizando la resistencia por punta corregida (q_t) con la presión de poros (u_2), tal como fue descrito en la sección 2.2. Además, se identifica que el efecto de áreas diferentes en la punta y la manga es más sensible en el sensor de fricción (f_s). Por lo que Robertson et al (1986), establece la siguiente ecuación:

$$Bq = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2.4)$$

La ecuación 2.4 depende únicamente de la presión de poros dinámica (u_2), estática (u_0) y la resistencia por punta corregida (q_t), eliminando la dependencia del tipo de comportamiento de suelo de la fricción lateral (f_s). Con esta relación Robertson et al (1986) propuso un gráfico de perfiles dobles, tal como se muestra en la Figura 2.26.



Figura°2.26 Gráfico del tipo de comportamiento del suelo. a) Parámetro Bq versus resistencia por punta corregida (q_t) y b) Relación de fricción (R_f) versus resistencia por punta corregida (q_t), Robertson et al (1986)

En la Tabla 2.2, se presenta las zonas delimitadas en el gráfico del tipo de comportamiento del suelo propuesto por Robertson et al (1986)

Tabla 2.2 Zonificación del Tipo de comportamiento de suelo Robertson et al (1986)

Zona	Tipo de comportamiento del suelo
1	Grano fino sensible
2	Material orgánico
3	Arcilla
4	Arcilla limosa a arcilla
5	Limo arcilloso a arcilla limosa
6	Limo arenoso a limo arcilloso
7	Arena limosa a limo arenoso
8	Arena a arena limosa

9	Arena
10	Arena gravosa a arena
11	Grano fino muy rígido*
12	Arena a arena arcillosa*

*Sobreconsolidado o cementado

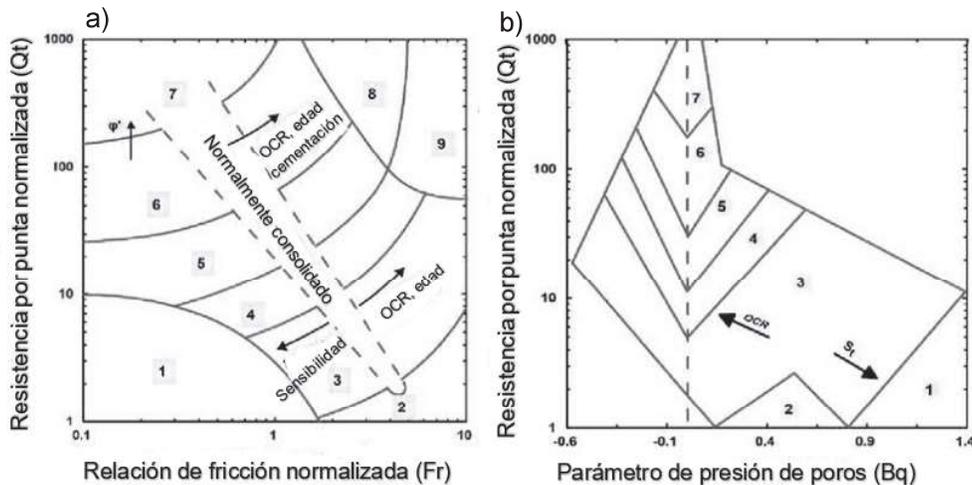
2.4.3 SBT Normalizados

Debido a que la sobrecarga efectiva aumenta con la profundidad, los datos del CPTu requieren un proceso de normalización. Robertson (1990) propuso el desarrollo de Robertson et al. (1986), elaborando perfiles gráficos que representan la resistencia por punta normalizada (Q_t) versus la relación de fricción normalizada (F_r), las cuales se obtienen como sigue:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_v}{\sigma'_v} \quad (2.5)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_v} \times 100\% \quad (2.6)$$

La relación de presión de poros (B_q) también es incluida en los gráficos con los mismos límites, tal como se muestra en la Figura 2.27.



Figura°2.27 Gráfico del tipo de comportamiento del suelo. a) Parámetro Bq versus resistencia por punta corregida (q_t) y b) Relación de fricción (R_f) versus resistencia por punta corregida (q_t), de Robertson (1990)

En gráfico de Robertson (1990) se observa que, para los suelos vírgenes, no cementados, no sensibles, estos se ubicarán en la zona normalmente consolidada. Además, el gráfico identifica las tendencias generales de respuesta del suelo, como el aumento de la densidad del suelo, OCR, edad y cementación para suelos arenosos y aumentando la sensibilidad del suelo (S_t) para suelos finos. El gráfico es de naturaleza global y solo proporciona una guía al tipo de comportamiento del suelo (SBT). Se deben esperar superposiciones en algunas zonas y ajustarse en función de la experiencia local. En la Tabla 2.3, se presenta las zonas delimitadas en el gráfico del tipo de comportamiento del suelo propuesto por Robertson (1990).

Tabla 2.3 Zonas del tipo de comportamiento de suelo Robertson (1990)

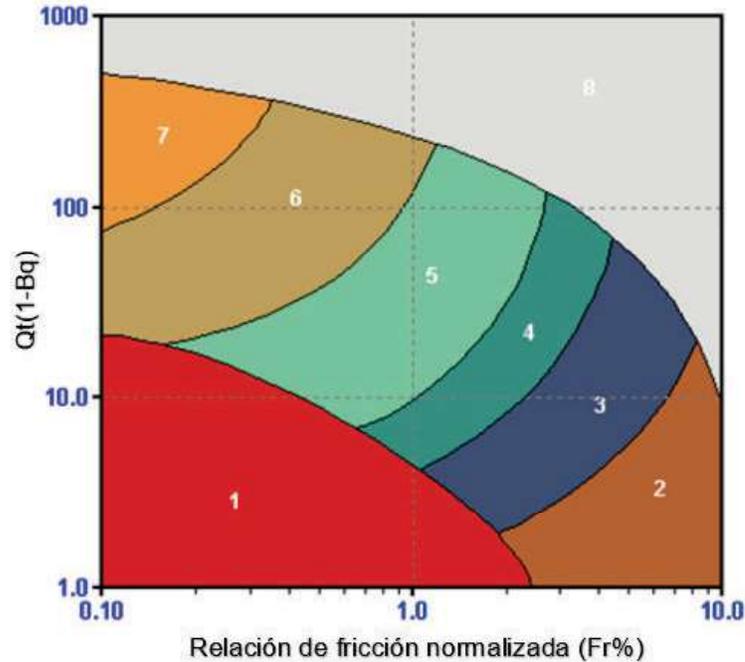
Zona	Tipo de comportamiento del suelo
1	Grano fino sensible
2	Material orgánico
3	Arcilla a arcilla limosa
4	Limo arcilloso a arcilla limosa
5	Arena limosa a limo arenoso
6	Arena a arena limosa
7	Arena gravosa a arena
8	Arena compacta a arena arcillosa
9	Grano fino muy rígido

Jefferies and Davies (1991) introducen el índice de comportamiento del suelo (I_c) que describe el límite entre diferentes tipos de suelo y se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$I_c = \left[\left(3.47 - \log \frac{q_c}{P_a} \right)^2 + (\log R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5} \quad (2.6)$$

Los valores de I_c definen los límites concéntricos en el gráfico de Robertson (1990), como una aproximación a los límites del tipo de comportamiento del suelo. Así también, Jefferies and Davies (1991) presentan el gráfico para el tipo de comportamiento del suelo utilizando una combinación del parámetro de relación de presión de poros (B_q) y la resistencia por punta

normalizada (Q_t) versus la relación de fricción normalizada (F_r), tal como se muestra en la Figura 2.28. Las zonas son similares a las Robertson (1990), (ver, Tabla 2.3)



Figura°2.28 Gráfico del tipo de comportamiento del suelo Jefferies and Davies (1991)

Robertson and Wride (1998), establecen el índice de comportamiento del suelo (I_{cRW}) para la resistencia por punta normalizada (Q_t) y la relación de fricción normalizada (F_r). Además, agrega el exponente de normalización (n), de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$I_{cRW} = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (2.7)$$

$$Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma'_v}{P_a} \times C_N \quad (2.8)$$

$$C_N = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right)^n \quad (2.9)$$

$$n = 0.381 \times I_c + 0.05 \left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) - 0.15 \quad (2.10)$$

Jefferies y Been (2006), identifican que existe conflicto en la gráfica doble que representa a la resistencia por punta corregida (q_t) versus el parámetro de presión de poros (B_q) y la relación de fricción (R_f) de Robertson (1990) (ver, Figura 2.27), debido a que, para un mismo confinamiento es posible que se obtengan zonas diferentes de comportamiento de suelo (SBT). Por tal motivo, implementan el índice de comportamiento del suelo (I_c) que correlaciona ambos parámetros (B_q y R_f). El valor de I_c se puede estimar como:

$$I_c = [(3 - \log[Q_t \times (1 - B_q) + 1])^2 + (1.3 \times \log F_r + 1.5)^2]^{0.5} \quad (2.11)$$

En esencia, I_c es el radio desde un punto central imaginario y define los límites de la zona entre los diferentes tipos de suelo. En la Figura 2.29 se presenta el tipo de comportamiento del suelo de Jefferies y Been (2006).

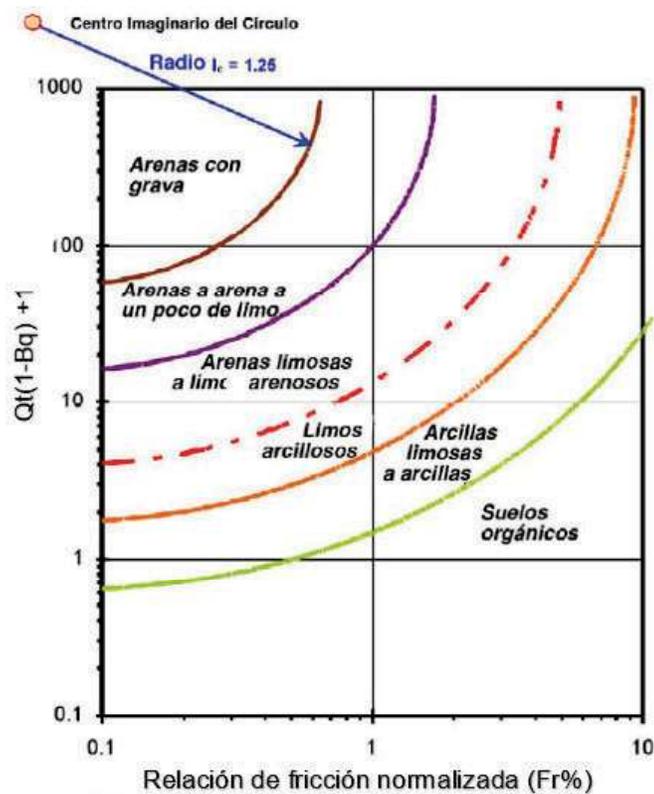


Figura 2.29 Gráfico del tipo de comportamiento del suelo Jefferies y Been (2006)

La Tabla 2.4 tiene los correspondientes tipos de comportamiento de suelo, números de la zona, y rangos asociados del índice de material para I_c .

Tabla 2.4 Comparación entre los índices del tipo de comportamiento de suelo

Clasificación del suelo	Zona	Ic, Jefferies y Been (2006)	Ic, RyW (1998)
Arenas con grava	7	$Ic < 1.25$	$IcRW < 1.31$
Arenas limpias a limosas	6	$1.25 < Ic < 1,80$	$1.31 < IcRW < 2.05$
Mezclas arenosas	5	$1.80 < Ic < 2.40$	$2.05 < IcRW < 2.60$
Mezclas limosas	4	$2.40 < Ic < 2.76$	$2.60 < IcRW < 2.95$
Arcillas	3	$2.76 < Ic < 3.22$	$2.95 < IcRW < 3.60$
Suelos orgánicos	2	$Ic < 3.22$	$IcRW > 3.60$
Suelos sensitivos	1	No aplica	$IcRW < 0^*$

*Suelos sensitivos de la zona 1 caracterizados por $IcRW = Qt - 12 \exp(-1.4Fr) < 0$

Robertson (2009), establece la variabilidad del Ic en las gráficas del tipo de comportamiento del suelo del año 1990. En esta gráfica se establece los círculos concéntricos con radios igual al índice de comportamiento de suelo (Ic) obtenidos de la resistencia por punta normaliza con el exponente de sobrecarga (Q_{tn}). Además, el gráfico muestra clasificación del tipo de comportamiento del suelo para efectos de licuación de materiales arenosos y del potencial de ablandamiento de suelos cohesivos. Las zonas del comportamiento de suelos para licuación o ablandamiento son sugeridas por Idriss y Boulanger (2008), tal como se muestra en la Figura 2.30.

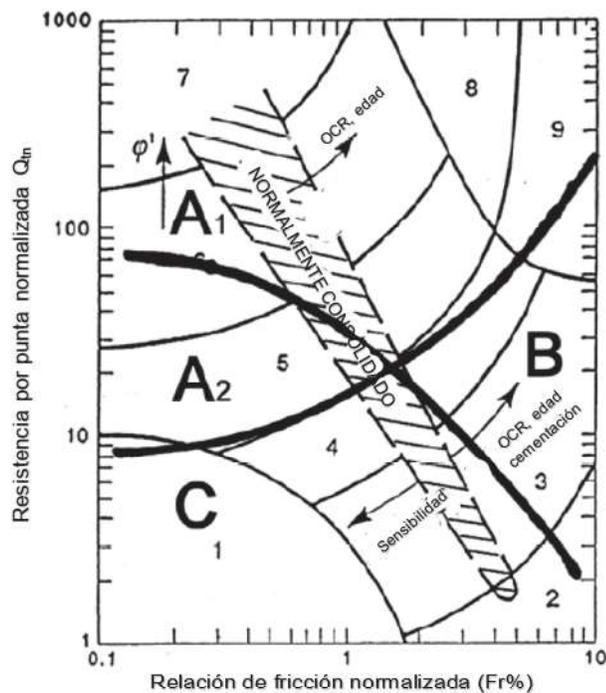


Figura 2.30 Gráfico del tipo de comportamiento del suelo Robertson (2009)

Las zonas sugeridas por Idris y Boulanger (2008) para efectos de licuación y ablandamiento son:

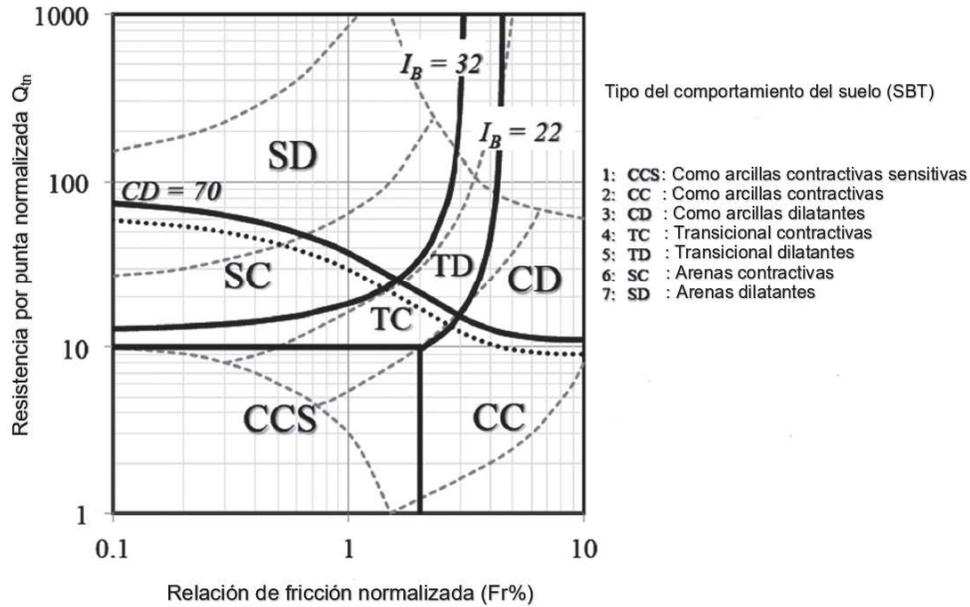
Suelos granulares (A_1 y A_2). Evaluar el potencial del comportamiento usando correlaciones de licuación basadas en casos históricos. (A_1) Licuación cíclica posible dependiendo del grado y duración de la carga cíclica; (A_2) Licuación cíclica y pérdida de la resistencia después del sismo, es posible dependiendo de la carga y la geometría del terreno.

Suelos cohesivos (B y C) -- Evaluar potencial comportamiento en base a resultados de ensayos in situ o de laboratorio, o de estimados de la resistencia al corte no drenado monotónica y cíclica; (B) ablandamiento cíclico posible dependiendo del nivel y la duración de la carga cíclica; y (C) posible ablandamiento cíclico y pérdida de resistencia después del sismo, dependiendo de la intensidad de la carga y la geometría del terreno.

Robertson (2016), actualiza el gráfico del tipo de comportamiento de suelo del año 2009. En esta actualización se establece el criterio de que el límite basado en CPT_u entre suelos dilatativos y contractivos depende de muchas variables (por ejemplo, estado de esfuerzos *in situ*, endurecimiento plástico del suelo, microestructura) y hay una transición entre suelos que son predominantemente contractivos y suelos que son predominantemente dilatativos para grandes deformaciones por esfuerzos de corte. El índice de comportamiento de suelo basado en la fragilidad es definido como:

$$I_B = \frac{100[Q_{tn} + 10]}{[Q_{tn} \times F_r + 70]} \quad (2.12)$$

En la Figura 2.31 se presenta el gráfico propuesto por Robertson (2016).

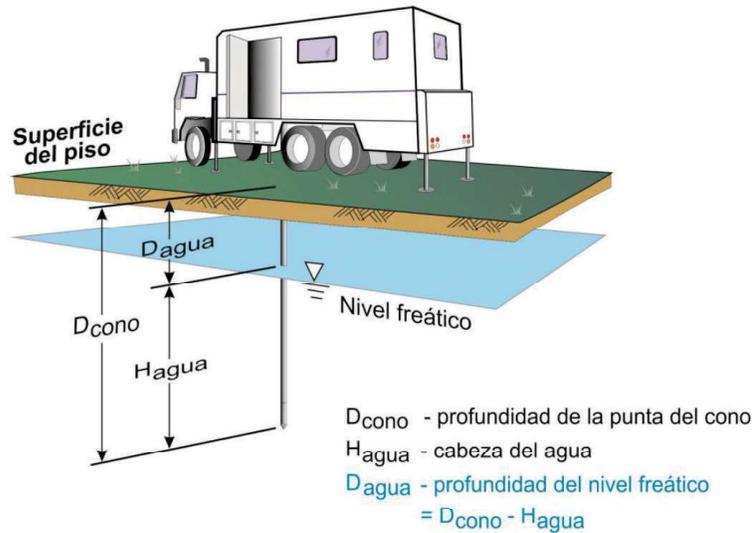


Figura°2.31 Gráfico del tipo de comportamiento del suelo Robertson (2016)

2.5 ENSAYO DE DISIPACIÓN DE PRESIÓN DE POROS

Las mediciones de las presiones de poro reflejan las condiciones drenaje dependiendo de las características del suelo, en la zona que se realiza el ensayo con piezocono con medición de presión de poros (CPTu). Usualmente en arenas limpias permeables ocurre una respuesta de condición de drenaje alta, mientras que en suelos arcillosos de baja permeabilidad se establece la condición sin drenaje. Esta última condición de drenaje da como resultado una respuesta temporal. Un alto exceso de presiones de poro originadas de forma local por la perturbación del piezocono al suelo. Si se detiene el proceso de penetración, el exceso de presiones de poro disminuirá con el tiempo hasta que se alcance el equilibrio. Al registro de estas lecturas versus el tiempo se le conoce como el ensayo de disipación de presión de poros (PPD).

En la Figura 2.32 se presenta un esquema referencial del ensayo de disipación de presión de poros en un equipo tipo camión.



Figura°2.32 Instalación del ensayo de disipación de presión de poros (Conetec, 2019)

Para iniciar el ensayo de disipación de presión de poros (PPD) se detiene el piezocono a una profundidad específica y se espera un tiempo (t) para que se alcance el equilibrio de la presión de poros (u_0). Al detener el piezocono se registra la presión de poros dinámica (u_2) instantánea inicial del suelo; la cual representa el incremento del exceso de presión de poros ante una carga no drenada. Antes de alcanzar la presión estática de equilibrio (u_0), los suelos presentan dos tipos de comportamiento de drenaje de la presión de poros dinámica (u_2). Este comportamiento de drenaje puede ser contractivo o dilatante. El comportamiento contractivo se presenta en suelos arenosos sueltos o arcillas normalmente consolidadas y aproximadamente el tiempo de estabilización de u_2 es menos de diez minutos. Por otro lado, el comportamiento dilatante se presenta en arcillas sobreconsolidadas o arenas densas y el tiempo de estabilización de u_2 puede ser desde varias horas hasta semanas. En las siguientes secciones se describen estos tipos de comportamientos de drenaje.

2.5.1 Comportamiento contractivo

El comportamiento contractivo se presenta en suelos sueltos o normalmente consolidados. Los suelos granulares sueltos con una alta permeabilidad presentarán curvas planas en pocos minutos de iniciarse el ensayo de disipación de presión de poros (ver, Figura 2.33a). Así también, en la mayoría de los suelos finos como arcillas y limos suaves normalmente consolidados, las presiones de

poro dinámicas (u_2) disminuirán progresivamente con el tiempo a un valor máximo al momento de penetración y eventualmente alcanzarán un valor de equilibrio que corresponde a las presiones de poro estáticas (u_0). Como las disipaciones se tornan lentas con el tiempo, frecuentemente se grafican en escalas logarítmicas para mostrar todos los registros de respuesta (ver, Figura 2.33b).

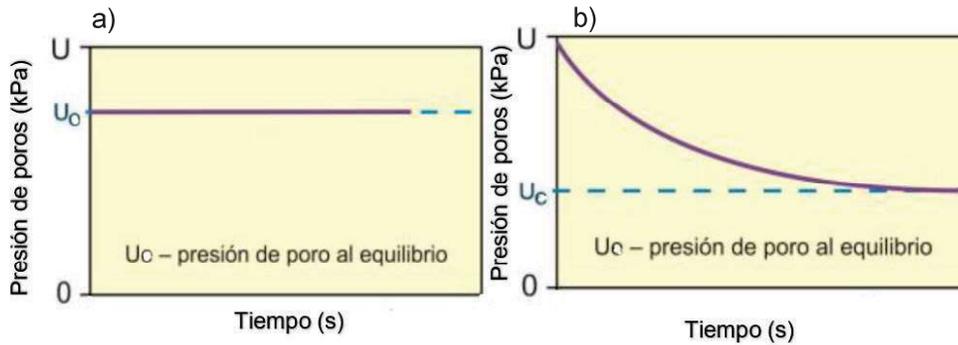


Figura 2.33 Ensayo de disipación de presión de poros. a) arenas sueltas b) suelos finos normalmente consolidados (Conetec, 2019)

2.5.2 Comportamiento dilatante

El comportamiento dilatante se presenta principalmente en arcillas y limos sobreconsolidados, y suelos arenosos densos. Los suelos dilatantes frecuentemente presentan presiones de poro dinámicas por debajo de la presión de equilibrio (u_0) que luego aumentarán con el tiempo (ver, Figura 2.34a). Los suelos finos sobreconsolidados en algunos casos presentarán una respuesta dilatante inicial donde existe un aumento inicial de la presión de poros, antes de alcanzar un pico y luego disipar el exceso de presión de poros (ver, Figura 2.34b).

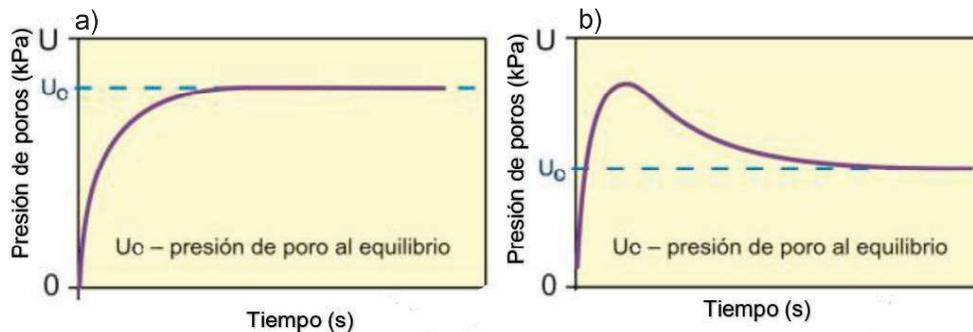


Figura 2.34 Ensayo de disipación de presión de poros. a) dilatantes y sobreconsolidados b) respuesta inicial dilatante (Conetec, 2019)

CAPÍTULO III: METODOLOGÍAS SIMPLIFICADAS PARA EVALUAR LA LICUACIÓN DE SUELOS

3.1 APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS SIMPLIFICADOS

En el presente estudio se utilizarán tres métodos simplificados para evaluar el potencial de licuación. Estos métodos son los más utilizados en la industria y han sido propuestos por Robertson y Wride (1998), Moss (2006) e Idriss y Boulanger (2015).

Los métodos simplificados están basados en investigaciones de campo, en donde se ha evaluado el potencial de licuación de los suelos luego de la ocurrencia de sismos en el sitio de investigación. Estos métodos simplificados tienen dos componentes esenciales: un marco analítico para organizar la historia del suelo basada en experiencias de sitio y el desarrollo de parámetros geotécnicos *in-situ* para representar las características que desencadenan el fenómeno de licuación de los suelos (Idriss y Boulanger, 2006).

El primer método simplificado original fue propuesto por Seed e Idriss en el año 1971 con el objetivo de estimar esfuerzos cortantes cíclicos inducidos por sismos y la resistencia cíclica del suelo a estos. El esfuerzo cíclico actuante se estimó en base a la teoría de esfuerzos inducidos en la superficie del suelo (Seed e Idriss, 1971), siendo esta el 65% del esfuerzo cortante máximo que genera la aceleración pico del terreno (PGA). La resistencia cíclica fue estimada con correlaciones empíricas basadas en la compacidad del suelo, contenido de finos y esfuerzos efectivos. La compacidad del suelo fue correlacionada con números de golpes obtenidos de ensayos de campo SPT, corregidos a un nivel de energía de martillo de 60% y correcciones por accesorios de perforación; además se debía considerar las correcciones por incremento del esfuerzo efectivo en los estratos de suelo. Luego de corregir los números de golpes del ensayo SPT, se le agrega la componente resistente del contenido de finos, resultando un número de golpes corregido para “arenas limpias”, con este valor se estima la resistencia cíclica a la licuación. La correlación de resistencia cíclica está basada en los registros de licuación de suelos ocurridos por sismos y donde el suelo presentó o no el fenómeno de licuación; es decir, se estimó una resistencia cíclica

menor o mayor al esfuerzo actuante del sismo en el suelo, en los casos que el suelo presentó o no licuación, respectivamente.

En los años siguientes la metodología de Seed e Idriss del año 1971 siguió conservando sus procedimientos y sólo se le ha agregado mayor información geotécnica, investigaciones de campo con ensayos CPTu y el tipo de comportamiento del suelo (SBT), y nuevas ocurrencias de sismos en el sitio de evaluación. Por lo que, Robertson y Wride (1998), Moss (2006) e Idriss y Boulanger (2015) siguen indicando que la resistencia cíclica de los suelos debe determinarse con ensayos de campo (SPT o CPTu) y obteniendo muestras de suelo inalteradas, y luego analizándolas estas en el laboratorio con ensayos estándar granulométricos, humedad y límites de Atterberg. Generalmente se recurre a pruebas de campo *in-situ* como ensayos CPTu para estimar la compacidad, debido a su gran fiabilidad y repetibilidad para obtener la compacidad y caracterización geotécnica del suelo. La resistencia a la carga cíclica deberá obtenerse correlacionando los valores de compacidad, incremento de compacidad por el contenido de finos y correcciones por esfuerzo de confinamiento del ensayo CPTu, en suelos no cohesivos (arenas y limos no plásticos); también se puede estimar la resistencia a la carga cíclica en suelos cohesivos (arcillas y limos plásticos) con correlaciones basadas en su consistencia, obtenida de ensayos de campo (CPTu) y su caracterización geotécnica basadas en ensayos de laboratorio granulométricos, humedad y límites de Atterberg. Estos valores de resistencia cíclica han sido correlacionados con los casos históricos de licuación de suelos por la ocurrencia de sismos en el lugar de estudio.

Los métodos simplificados para evaluar el potencial de licuación pueden resumirse en los siguientes pasos:

1. Establecer un patrón de análisis bien fundamentado en la mecánica de suelos.
2. La recopilación de casos históricos de suelos que presentaron licuación, incluidos los casos en que la licuación no ocurrió.
3. Establecer la compacidad del suelo y sus características geotécnicas
4. Definir el tipo de comportamiento del suelo (SBT), con el ensayo CPTu.

5. Interpretar los casos históricos utilizando el patrón de análisis establecido, a partir del cual, las correlaciones empíricas puedan distinguir entre la ocurrencia y no ocurrencia de licuación

El procedimiento de evaluación del potencial de licuación sigue siendo esencial para estimar los esfuerzos actuantes y resistentes cíclicos; aunque ha habido una serie de ajustes a diversos parámetros geotécnicos a través del tiempo debido a los equipos de campo utilizados para medir la resistencia del suelo (SPT o CPTu). En el caso del CPTu no se requiere de correcciones por la ejecución del ensayo, lo que permite una mejor confiabilidad en la compacidad o consistencia de los suelos. Estimar la compacidad del suelo es una variable esencial en la evaluación de la licuación; pues con ella y los casos históricos donde la licuación ocurrió se correlaciona el valor de la resistencia a la licuación. Este valor se divide con el esfuerzo actuante cíclico del sismo y se establece el factor de seguridad a la licuación (FSL); si el factor de seguridad es mayor que uno la licuación no ocurrirá y si es menor la licuación puede ocurrir.

En las metodologías de Robertson y Wride (1998), Moss (2006) e Idriss y Boulanger (2015), se establece el mismo procedimiento de Seed e Idriss (1971) para el cálculo del esfuerzo cíclico actual (CSR) con algunas variaciones de la reducción de la aceleración en el perfil de suelo. Por otro lado, para la estimación de la resistencia a la carga cíclica (CRR), con los valores de la resistencia por punta (q_c), fricción lateral (f_s), presión de poros dinámica (u_2) y estática (u_0) del ensayo CPTu, cada autor establece su propio procedimiento y consideraciones de corrección por esfuerzo de confinamiento; así también correcciones al factor de seguridad a la licuación (FSL). A continuación, se detalla cada metodología simplificada para evaluar el potencial de licuación:

3.2 ROBERTSON Y WRIDE, 1998

El Centro nacional para la investigación de ingeniería sísmica (NCEER), en los años 1996 a 1997, organizó un taller con los últimos avances de la licuación cíclica. La metodología simplificada para la evaluación de la licuación de Robertson y Wride del año 1998, forma parte de la presentación final de este taller, que fue presentado por Youd e Idriss en el mismo año y republicado en el 2001. El objetivo de esta metodología fue proporcionar una actualización sobre la

evaluación de la licuación cíclica usando el ensayo de penetración de cono (CPT). Así también, Robertson (2009a) propuso algunas mejoras para la corrección por esfuerzo de confinamiento y la dependencia del tipo de comportamiento del suelo. A continuación, se describen los parámetros geotécnicos que se utilizan para evaluar la licuación en suelos con ensayos CPT, con la metodología de Robertson y Wride de 1998 y la actualización de correlaciones con CPTu por Robertson entre los años 2009 a 2016.

3.2.1 Relación de esfuerzo cíclico (CSR)

Seed e Idriss en el año 1971 formularon la siguiente ecuación para el cálculo de la relación de esfuerzo cíclico:

$$CSR = \frac{\tau_{prom}}{\sigma_{v0}} = 0,65 \times \frac{a_{max}}{g} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times r_d \quad (3.1)$$

Donde:

- a_{max} : aceleración máxima en el terreno
- τ_{prom} : esfuerzo de corte cíclico promedio
- σ_{v0} : esfuerzo vertical total
- σ'_{v0} : esfuerzo vertical efectivo
- g : aceleración de a gravedad 9,8 m/s²
- r_d : factor de reducción de esfuerzo por profundidad

El factor de reducción de esfuerzo por profundidad (r_d), puede ser calculado con las recomendaciones de Liao y Whitman (1986). Las ecuaciones formuladas son las siguientes:

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \times z \quad \text{si } z < 9,15 \text{ m} \quad (3.2)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{si } 9.15 \leq z \leq 23 \text{ m} \quad (3.3)$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 \times z \quad \text{si } 23 \leq z \leq 30 \text{ m} \quad (3.4)$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{si } z > 30 \text{ m} \quad (3.5)$$

Donde z es la profundidad en metros.

3.2.2 Parámetros normalizados

La normalización de parámetros se realiza dividiendo a los términos por la presión atmosférica (P_a), de tal forma de disminuir la magnitud de los datos y poder compararlos entre sí. En la normalización de los parámetros CPTu (q_t y f_s) se requieren normalizar los esfuerzos verticales totales o efectivos, dependiendo de la posición del nivel de agua en el perfil del suelo. Los parámetros del CPTu que se normalizan son la resistencia por punta corregida (q_t) y la fricción lateral (f_s) según:

$$Q_t = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \quad (3.6)$$

$$F_r = \left(\frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \right) \times 100 \quad (3.7)$$

3.2.3 Índice de comportamiento de suelos

El índice de comportamiento de suelos (I_c), que determina esencialmente el radio de los círculos concéntricos que definen los límites del tipo de comportamiento de los suelos, se calcula según:

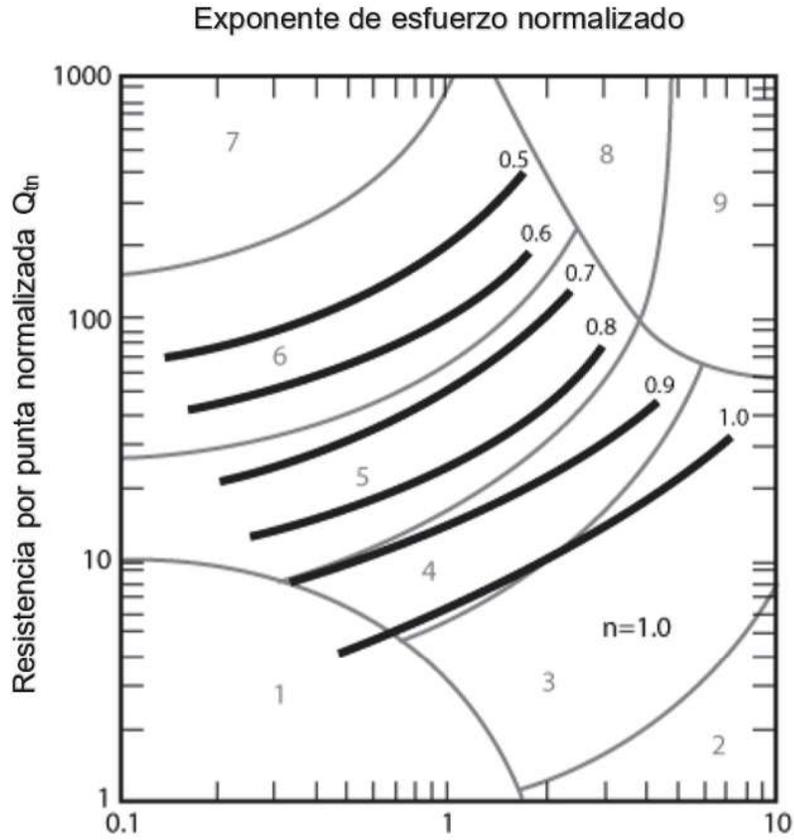
$$I_c = [(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (3.8)$$

3.2.4 Exponente de esfuerzo normalizado

Robertson (2009a) y Zhang, Robertson and Brachman (2002), sugirieron la normalización del parámetro de la resistencia por punta, utilizando un exponente de esfuerzo (n) donde:

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \times \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (3.9)$$

Zhang et al (2002) indica que el exponente de esfuerzo (n), puede estimarse usando el índice de comportamiento de suelo (I_c) y que a su vez I_c debe definirse usando Q_{tn} a cambio de Q_t . Los contornos de I_c se presentan en la Figura°3.1 e ilustran la tendencia del exponente de esfuerzo (n).



Figura°3.1 Variabilidad del exponente de esfuerzo normalizado Robertson (2009a)

Robertson (2009a) proporcionó un análisis detallado sobre la obtención del exponente de esfuerzo normalizado y sugirió que para la variación del exponente de esfuerzo versus el índice de comportamiento de suelo (I_c) se puede utilizar la siguiente relación:

$$n = 0.381 \times I_c + 0.05 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{Pa} \right) - 0.15 \quad (3.10)$$

3.2.5 Resistencia por punta normalizada para arenas limpias

El parámetro $(Q_{tn})_{cs}$, es el esfuerzo por punta normalizado para arenas limpias, el cual representa la influencia del contenido de finos en estratos arenosos que son susceptibles a la licuación. Este parámetro se determina según:

$$(Q_{tn})_{cs} = Kc \times Q_{tn} \quad (3.11)$$

Donde K_c es un factor de corrección que esta en función de las características del comportamiento como la influencia combinada del contenido de finos y la plasticidad del suelo.

Para suelos arenosos ($I_c < 2.6$) la relación recomendada por Robertson y Wride (1998) entre I_c y el factor de corrección K_c , se puede calcular según:

$$K_c = 1.0 \quad \text{si } I_c \leq 1.64 \quad (3.12)$$

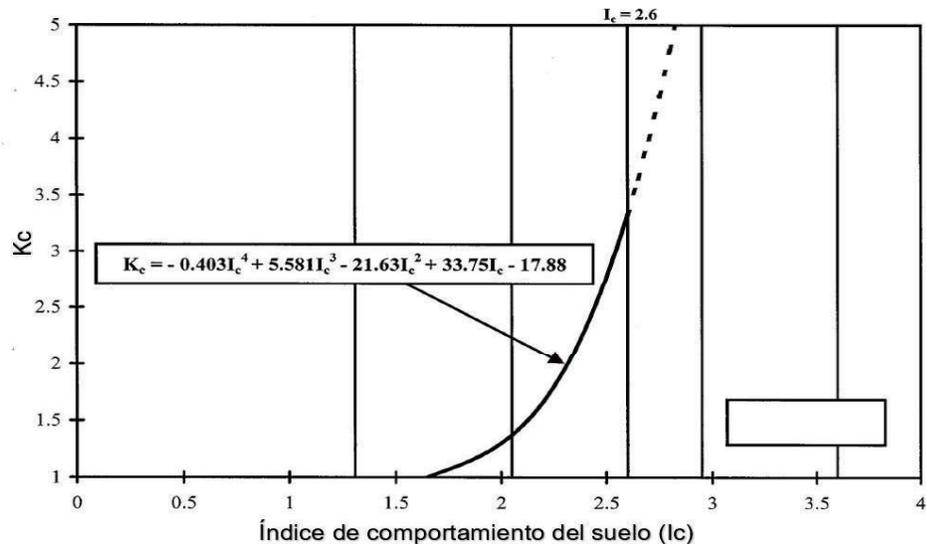
$$K_c = 5.59I_c^3 - 0.403I_c^4 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \quad \text{si } I_c > 1.64 \quad (3.13)$$

$$K_c = 1.0 \quad \text{si } Fr < 0,5\% \text{ y } 2.36 > I_c > 1.64 \quad (3.14)$$

De acuerdo con Robertson (2010), para un enfoque más continuo, es posible definir una zona de transición entre los suelos de comportamiento clay-like y sand-like, de acuerdo con el tipo de comportamiento de suelo (I_c) y se propone la siguiente relación, para calcular el K_c :

$$K_c = 6 \times 10^{-7}(I_c)^{16.76} \quad \text{si } 2.70 > I_c > 2.5 \quad (3.15)$$

En la Figura°3.2, se presenta la relación del K_c y el Índice de comportamiento de suelo (I_c).



**Figura°3.2 Relación entre el K_c y el Índice de comportamiento de suelo (I_c)
Robertson (2009a)**

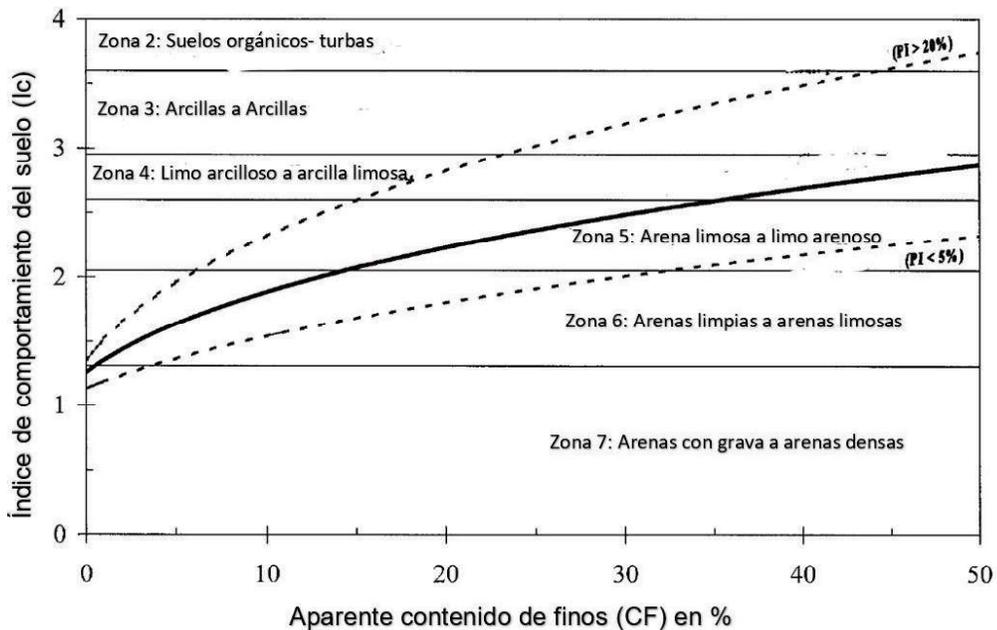
Además, las correlaciones empíricas propuestas por Robertson y Wride (1998), indican que la relación entre el contenido de finos (CF) y el índice de comportamiento de suelo (I_c), se puede expresar por las siguientes correlaciones:

$$CF(\%) = 0 \quad \text{si} \quad I_c < 1.26 \quad (3.16)$$

$$CF(\%) = 1,75I_c^{3,25} - 3,7 \quad \text{si} \quad 3,5 \geq I_c > 1,26 \quad (3.17)$$

$$CF(\%) = 100 \quad \text{si} \quad I_c > 3,5 \quad (3.18)$$

En la Figura°3.3, se presenta la relación entre el Índice de comportamiento de suelo (I_c) y el contenido de finos (FC), propuesta por Robertson y Wride (1998).



Figura°3.3 Relación entre el Índice de comportamiento de suelo (I_c) y el contenido de finos (CF) Robertson y Wride (1998)

3.2.6 Relación de Resistencia cíclica

Luego de realizar la corrección por el contenido de finos o índice de comportamiento (I_c) y determinar el coeficiente de corrección K_c para obtener el esfuerzo por punta normalizado para arenas limpias (Q_{tn})_{cs}, se puede obtener la relación de resistencia cíclica (CRR) a magnitud de sismo de 7.5, según las siguientes correlaciones:

Para suelos con comportamiento sand-like y zonas de transición:

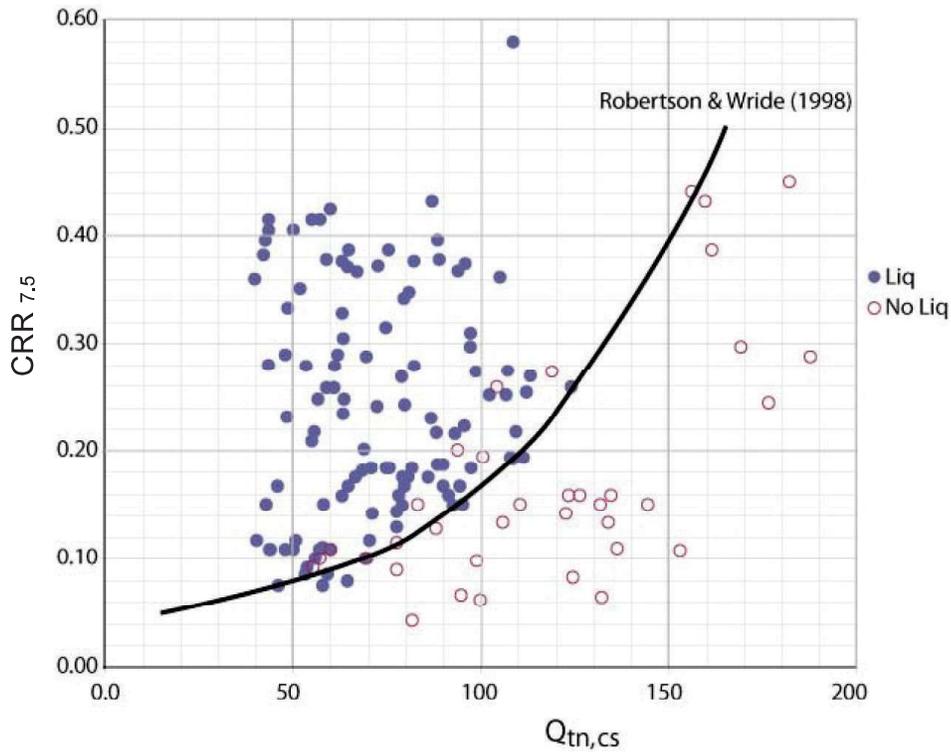
$$\text{si } 50 \leq (Q_{tn})_{cs} < 160; CRR_{7.5} = 93 \times \left[\frac{(Q_{tn})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad (3.19)$$

$$\text{si } (Q_{tn})_{cs} < 50; CRR_{7.5} = 0.833 \times \left[\frac{(Q_{tn})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad (3.20)$$

Las correlaciones empíricas para estimar la curva de la relación de resistencia cíclica (CRR) en materiales sand-like, que fueron realizadas por Robertson y Wride (1998) se basan en:

1. Edad Holocena, depósitos de arena limpia
2. Terreno plano o con pendiente suave
3. Magnitud de sismo $M = 7.5$
4. Profundidades entre 1 a 15 m (85% es para profundidades < 10 m)
5. Valores de CPT promedio para estratos representativos y que experimentaron licuación cíclica.

En la Figura°3.4, se presenta la variación de la relación de resistencia cíclica (CRR) y la resistencia por punta normalizada para arenas limpias $(Q_{tn})_{cs}$



Figura°3.4 Resistencia cíclica (CRR) y la resistencia por punta normalizada para arenas limpias ($Q_{tn,cs}$) Robertson y Wride (1998)

3.2.7 Correcciones para el factor de seguridad a la licuación

El factor de seguridad a la licuación es la relación de resistencia cíclica versus la relación de esfuerzo cíclico y se representa como:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \times (MSF) \times K_{\sigma} \times K_{\alpha} \quad (3.21)$$

Donde MSF es el factor de escala de magnitud para convertir el $CRR_{7.5}$ a una magnitud de sismo 7.5 ajustada a la magnitud del sismo de diseño. Las recomendaciones se basan en los talleres NCEER en 1996-1997 presentadas por (Youd, 2001) y revisadas por Robertson (2009b). La MSF recomendada se calcula según:

$$MSF = \frac{174}{M_w^{2.56}} \quad (3.22)$$

Robertson (2009b) indica que la base de datos del factor de corrección por esfuerzo de confinamiento (K_σ) es generalmente insuficiente para establecer una corrección apropiada para el diseño. La mayoría de los métodos especifican que se requiere consistencia, es decir utilizar los mismos factores de corrección del método empírico aplicado. Además, Robertson (2004) sugirió que la normalización de los parámetros del CPTu con el exponente de esfuerzo normalizado (n) capturaría el estado de respuesta correcto para suelos sometidos a grandes esfuerzos de confinamiento y evitaría la necesidad de realizar correcciones por esfuerzo de confinamiento (K_σ) en análisis de licuación. Por lo tanto, para la metodología empírica de Robertson se utilizaría un factor de corrección por esfuerzo de confinamiento (K_σ) igual a 1.0.

Robertson and Cabal (2015), establece que K_α es un factor de corrección que considera la influencia del esfuerzo cortante estático para áreas donde la pendiente del terreno es mayor a 5% (taludes inclinados). En estructuras donde el factor de seguridad estático es alto (sand like, bajo condiciones drenadas), K_α esta cerca de 0.9-1.0 y para suelos sometidos a grandes esfuerzos de corte estáticos (clay-like, no drenados), K_α puede ser significativamente menor que 1.0 llegando hasta 0.5. La elección de este factor deberá ser evaluado por el ingeniero diseñador, de acuerdo con las condiciones de sitio.

3.3 MOSS, 2006

Esta metodología fue realizada para complementar vacíos de información por metodologías previas similares, basadas en ensayos CPT. La falta de evaluación probabilística, procesamiento inconsistente de los casos históricos en campo, los efectos del contenido de finos no conservadores en suelos licuables y la normalización simplificada de la resistencia por punta del ensayo CPT debido al efecto del esfuerzo de confinamiento, son complementadas con esta metodología.

El objetivo de esta metodología fue definir más precisa e imparcial posible, el inicio de la licuación del suelo utilizando en ensayo CPT. Se recopilaron historias de casos de ocurrencia y no ocurrencia a la licuación a partir de eventos sísmicos que ocurrieron durante las últimas tres décadas. Estos se procesaron para desarrollar correlaciones mejoradas basadas en el ensayo CPT y predecir la probabilidad del desencadenamiento o inicio de la licuación de suelos durante los

sismos. A continuación, se describen los parámetros geotécnicos que se utilizan para evaluar la licuación en suelos con ensayos CPT, con la metodología de Moss del año 2006.

3.3.1 Relación de Esfuerzo cíclico

La relación de esfuerzo cíclico (CSR), se calcula según la ecuación 3.1, formulada por Seed e Idriss (1971).

El factor de reducción de esfuerzo por profundidad (r_d) representa la respuesta no lineal del suelo a profundidad. Este factor, fue obtenido de 2153 análisis de respuesta del sitio en 50 zonas con 42 registros de aceleraciones en la superficie (Cetin, 2000). La variación del r_d se calcula según:

$$d < 20 \text{ m}; r_d = \frac{\left[1 + \frac{-9.147 - 4.173 \times a_{max} + 0.652 \times M_w}{10.567 + 0.089 \times e^{0.089 \times (-d \times 3.28 - 7.760 \times a_{max} + 78.576)}} \right]}{\left[1 + \frac{-9.147 - 4.173 \times a_{max} + 0.652 \times M_w}{10.567 + 0.089 \times e^{0.089 \times (-7.760 \times a_{max} + 78.576)}} \right]} \quad (3.23)$$

$d \geq 20 \text{ m};$

$$r_d = \frac{\left[1 + \frac{-9.147 - 4.173 \times a_{max} + 0.652 \times M_w}{10.567 + 0.089 \times e^{0.089 \times (-d \times 3.28 - 7.760 \times a_{max} + 78.576)}} \right]}{\left[1 + \frac{-9.147 - 4.173 \times a_{max} + 0.652 \times M_w}{10.567 + 0.089 \times e^{0.089 \times (-7.760 \times a_{max} + 78.576)}} \right]} - 0.0014 \times (d \times 3.28 - 65) \quad (3.24)$$

Donde d es la profundidad en metros en el punto medio del suelo licuable, M_w es la magnitud momento y a_{max} es la máxima aceleración del suelo en la superficie expresada en PGA.

3.3.2 Parámetros normalizados

La normalización de la resistencia por punta (q_c) y fricción en la manga (f_s) por los efectos del esfuerzo de confinamiento, se ha realizado tomando en cuenta los modelos de Liao y Whitman (1986), Olsen y Mitchel (1995), Yu (2000), Cao (2001), Salgado (2001) y Boulanger (2003). Los resultados fueron interpretados por Moss (2003) para desarrollar la normalización de la resistencia de la punta (q_c), con la siguiente expresión:

$$q_{c,1} = C_q \times q_c \quad (3.25)$$

$$C_q = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^c \leq 1.7 \quad (3.26)$$

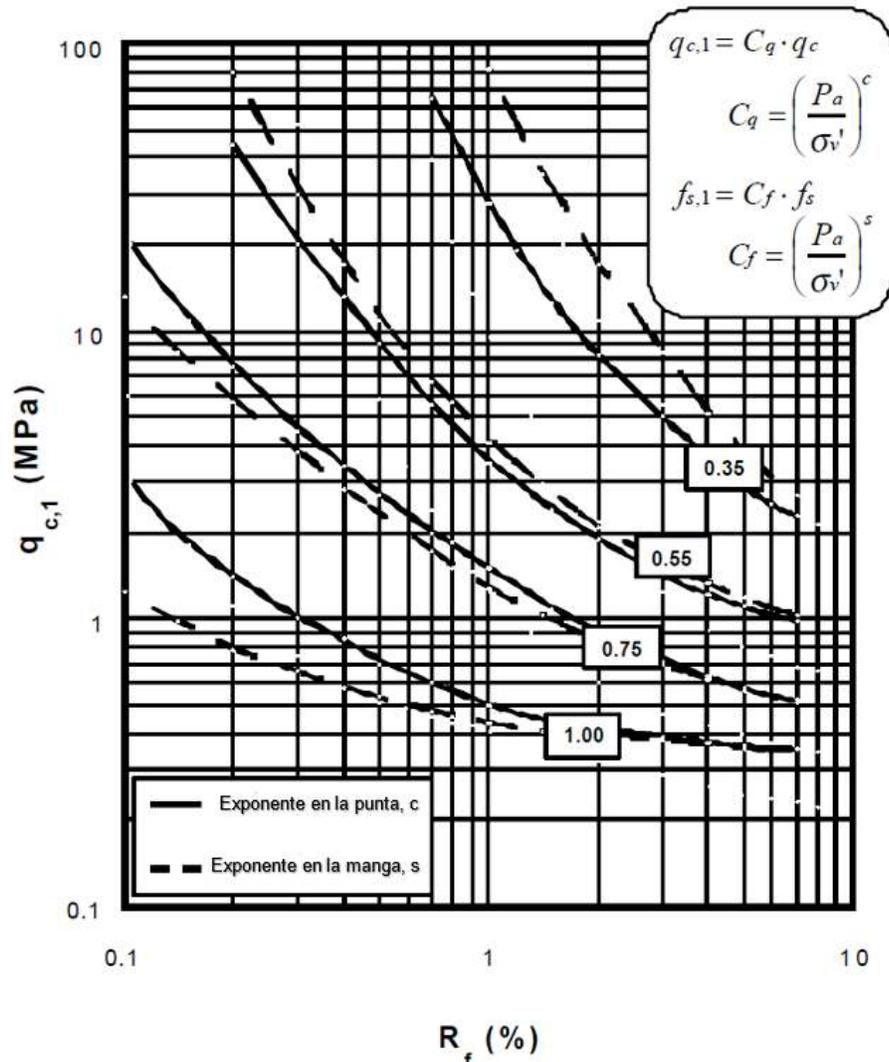
Donde “c” es una función de la resistencia normalizada por punta (q_c) y la relación de fricción (R_f) como se muestra en la Figura°3.5.

Por otro lado, los modelos que se utilizaron no pudieron proporcionar información con respecto a la normalización de la fricción en la manga (f_s) por el efecto del esfuerzo de confinamiento. Por lo que, se realizó calibraciones con ensayos de laboratorio y datos de campo para desarrollar correcciones similares para la resistencia de la manga como:

$$f_{s,1} = C_f \times f_s \quad (3.27)$$

$$C_f = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^s \leq 1.7 \quad (3.28)$$

Donde “s” es el exponente de normalización para la fricción en la manga (f_s) y la relación de fricción (R_f) como se muestra en la Figura°3.5.



Figura°3.5 Variación de los exponentes de normalización en la punta “c” y en la manga “s” (Moss, 2003)

Para normalizar la resistencia de la punta (q_c), es necesario un procedimiento iterativo (Moss, 2006), el cual comprende los siguientes pasos:

1. Se encuentra el valor inicial del exponente de normalización utilizando mediciones de resistencia por punta (q_c) y relación de fricción (R_f) sin procesar con la Figura°3.4.
2. Luego, la resistencia por punta (q_c) usando la ecuación 3.26 (la relación de fricción no cambiará cuando se normaliza de manera equivalente q_c y R_f);
3. Se contrasta el valor del exponente de normalización de la Figura°3.5, que se compara con el exponente de normalización inicial.

4. El procedimiento se repite hasta que se logra una convergencia aceptable. Para la mayoría de los suelos, este proceso generalmente requiere solo dos iteraciones para converger.

Moss (2006), recomienda que la punta y la manga se normalicen de manera equivalente, es decir “s” sea igual que “c”. La aproximación de las curvas exponenciales de normalización se puede representar de la siguiente manera:

$$c = f_1 \left(\frac{R_f}{f_3} \right)^{f_2} \quad (3.29)$$

Donde

$$f_1 = 0.78(q_c)^{-0.33} \quad (3.30)$$

$$f_2 = -(-0.32q_c^{-0.35} + 0.49) \quad (3.31)$$

$$f_3 = \|\log(10 + q_c)\|^{1.21} \quad (3.32)$$

3.3.3 Resistencia por punta normalizada para arenas limpias

Para determinar la resistencia por punta normalizada para arenas limpias, se determinó que la relación de fricción (R_f) y los efectos de la normalización, deberán ser adicionados para incrementar la resistencia a la licuación, tal como indica la siguiente ecuación:

$$q_{c,1\ mod} = q_{c,1} + \Delta q_c \quad (3.33)$$

$$\Delta q_c = (0.38R_f - 0.19) \ln(CRR) + (1.46R_f - 0.73) \quad (3.34)$$

Los límites en que varía Δq_c depende del valor de la relación de fricción (R_f) que esta entre 0.5 a 5.0 %. Cuando la relación de fricción (R_f) $\leq 0.5\%$, Δq_c es igual a cero y si la relación de fricción es igual a 5 %, Δq_c alcanza su máximo valor (Ver, Figura°3.6). Por otro lado, no existen datos para relaciones de fricción (R_f) mayores a 5 %. Esta corrección por finos representa el incremento de la

resistencia a la licuación de un suelo correlacionado con un cambio con la relación de fricción, en función de la relación de resistencia cíclica (CRR).

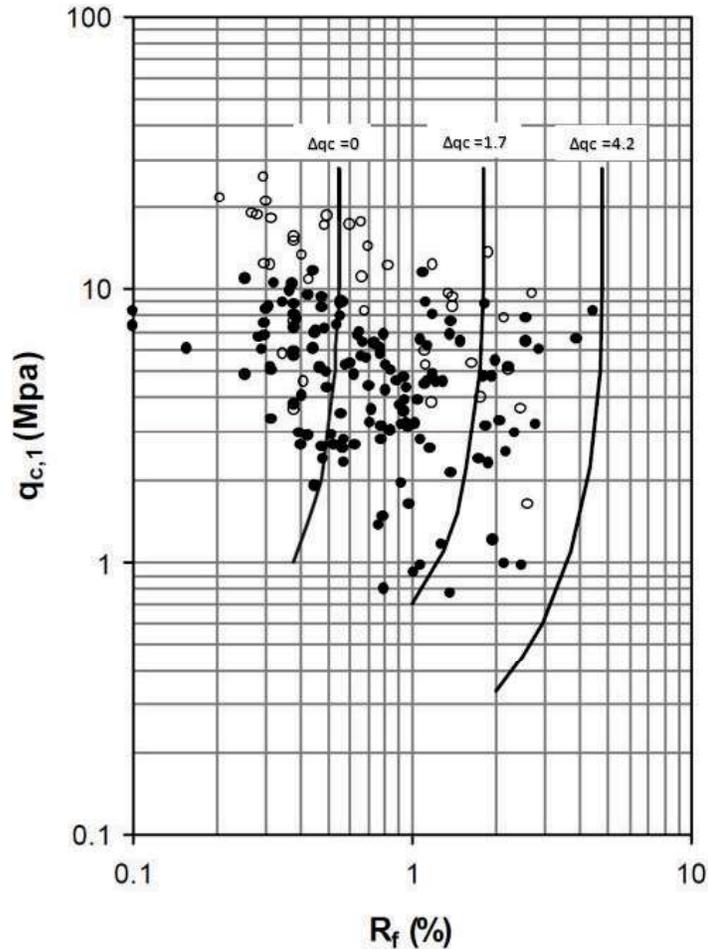
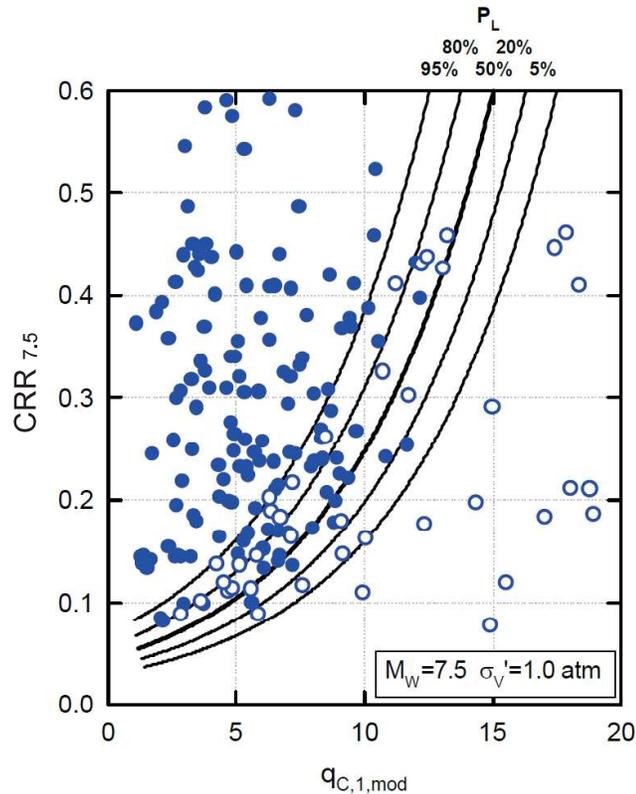


Figura 3.6 Variación de la corrección por finos (Δq_c) con la relación de fricción (R_f)
(Moss, 2003)

3.3.4 Relación de resistencia cíclica

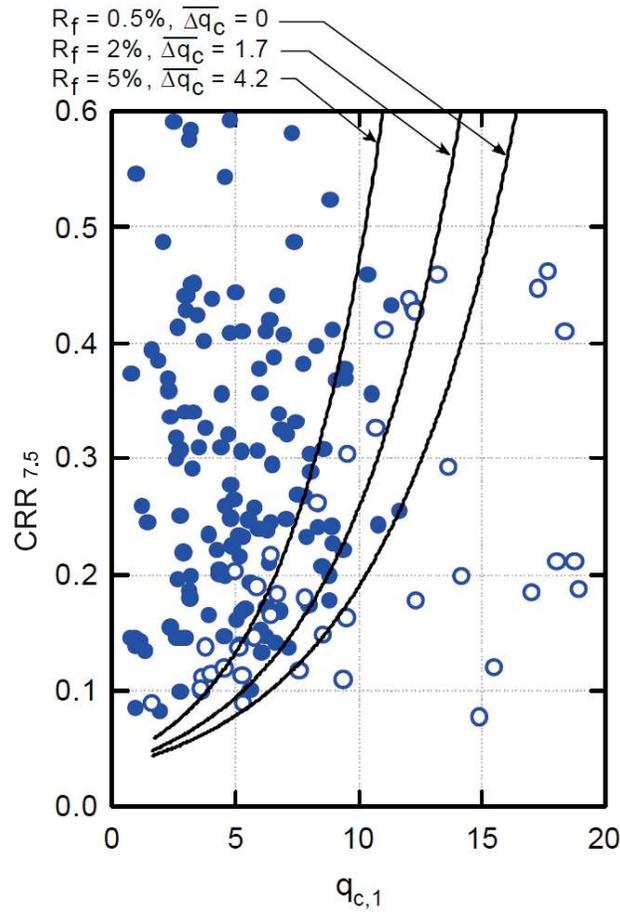
Seed (1985) estableció que la relación de esfuerzo cíclico (CSR) será mayor a la relación de resistencia cíclica (CRR) con un 10-15% de probabilidad de ocurrencia, basado en ensayos SPT. Así también, Robertson y Wride (1998), indica que la licuación se desencadenará, si la probabilidad de ocurrencia se encuentra entre 10 a 35%, basado en ensayos CPT.

Moss (2006), presenta análisis probabilísticos con diferentes probabilidades de ocurrencia, como: 5%, 20%, 50%, 80% y 95% para el cálculo de la relación de resistencia cíclica (CRR), en arenas limpias (Ver, Figura°3.7).



Figura°3.7 Resistencia cíclica para análisis probabilísticos (Moss, 2003)

Sin embargo, Moss (2006) para establecer un modelo determinístico, considera un 15% como probabilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación. En la Figura°3.8 se muestra la relación de fricción (R_f) constante, con probabilidad a la licuación de 15%, para una magnitud momento (M_w) de 7.5 y esfuerzo de confinamiento igual a 1 atm. Los datos con relación de fricción (R_f) \leq 0.5% se muestran como círculos vacíos y los que tienen relación de fricción (R_f) $>$ 0.5% se presentan como círculos sólidos; lo cual separa los datos en arenas limpias y con contenido de finos respectivamente.



Figura°3.8 Resistencia cíclica para análisis determinísticos con 15% de probabilidad de ocurrencia a la licuación (Moss, 2003)

La relación de resistencia cíclica (CRR) de la Figura°3.8, es una representación determinista para una probabilidad dada de licuación (15%) y se puede calcular a partir de:

$$CRR = e^{\left\{ \frac{\{q_{c,1}^{1.045} + q_{c,1}(0.11R_f) + (0.001R_f) + c(1 + 0.850R_f) - 0.848 \ln(M_w) - 0.002 \ln(\sigma'_v) - 20.923 - 1.691\}}{7.177} \right\}} \quad (3.35)$$

Donde el $q_{c,1}$ se puede reemplazar por $q_{c,1mod}$ si se considera la influencia del contenido de finos.

Las correlaciones determinísticas para estimar la curva de la relación de resistencia cíclica (CRR) de arenas limpias (Moss, 2006), se basan principalmente en:

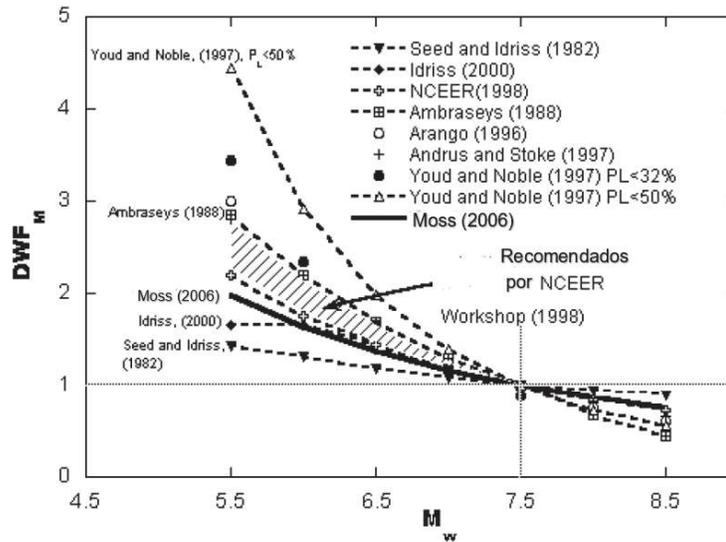
- 500 casos históricos en los últimos 30 años, de los cuales 188 pasaron el proceso de selección y se incluyeron en la base de datos final
- Mejoras en la corrección del contenido de finos.
- Superficie con pendiente suave
- Magnitud de sismo $M = 7.5$
- Valores de CPT promedio para estratos representativos y que experimentaron licuación cíclica a pesar de no evidenciarse daños en la superficie.

3.3.5 Correcciones para el factor de seguridad a la licuación

El factor de seguridad a la licuación es la relación de resistencia cíclica versus la relación de esfuerzo cíclico y se representa como:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR_{7.5}} \times (DWF_{M_w}) \quad (3.36)$$

Los resultados están corregidos para una relación esfuerzo cíclico uniforme equivalente de duración típica promedio de magnitud de sismo $M_w = 7.5$. Esto se realiza utilizando el factor de ponderación de duración (DWF_{M_w}). Este factor de ponderación de duración ha sido cuestionado anteriormente y se ha desarrollado una variedad de relaciones empíricas, con pruebas de laboratorio cíclicas y/o datos de campo históricos por varios investigadores (Moss, 2006). La Figura°3.9 presenta estos estudios y muestra (zona sombreada) las recomendaciones del NCEER (Youd ,2001).



Figura°3.9 Factor de ponderación de duración versus magnitud de sismo (Cetin, 2000)

El estudio que utilizó ensayos SPT, Cetin (2000) y Seed (2003), retrocedió al DWF_{Mw} de la base de datos que incluía una serie de eventos con un amplio espectro de magnitudes de sismo. El estudio de Moss (2006) utiliza datos de CPTu que carecen de espectros amplios para precisar el DWF_{Mw} de manera similar a lo propuesto para ensayos SPT. Moss (2006) basado en una buena correlación con el ensayo SPT con resultados publicados y aprobados, utiliza la siguiente ecuación para calcular el DWF_{Mw} :

$$DWF_{Mw} = \frac{17.84}{M^{1.43}} \quad (3.37)$$

3.4 IDRIS Y BOULANGER, 2015

La ocurrencia de los sismos conforme transcurre el tiempo, es uno de los fenómenos mas estudiados por la ingeniería en la actualidad. La cantidad y calidad de casos históricos sísmicos ha seguido incrementándose con el pasar del tiempo. Los sismos de Canterbury de 2010-2011 en Nueva Zelanda y Tohoku de 2011 en Japón, han contribuido con data sísmica para actualizar los casos de licuación. El método de Idriss y Boulanger del 2015 incorpora esta data sísmica y reevalúa los casos históricos sísmicos pasado. Además, incluye mejoras de la influencia del contenido de finos con el ensayo CPT, cuando no se dispone de ensayos de laboratorio. A continuación, se describen los parámetros geotécnicos

que se utilizan para evaluar la licuación en suelos con ensayos CPT, con la metodología de Idriss y Boulanger del año 2015.

3.4.1 Relación de esfuerzo cíclico

La relación de esfuerzo cíclico (CSR), se calcula según la ecuación 3.1, formulada por Seed e Idriss en el año 1971.

El factor de reducción de esfuerzo por profundidad (r_d), es formulada por Idriss (1999), quién realizó cientos de análisis de respuesta de sitio y concluyó que el valor del factor de reducción de esfuerzo por profundidad puede expresarse como:

$$r_d = e^{\alpha(z) + \beta(z)M_w} \quad (3.38)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (3.39)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad (3.40)$$

Las ecuaciones 3.39 y 3.40 son aplicables hasta una profundidad (z) ≤ 34.0 m. Sin embargo, la incertidumbre del factor de reducción de esfuerzo por profundidad (r_d) aumenta con la profundidad, por lo que las ecuaciones en la práctica deberían aplicarse sólo hasta 20.0 m de profundidad. Evaluar la licuación a mayor profundidad involucra condiciones que requieren mas análisis de respuesta de sitio.

3.4.2 Parámetros normalizados:

La resistencia por punta (q_c) del ensayo CPT, en arenas, aumenta con el incremento del esfuerzo de confinamiento, lo que significa que valores de resistencia por punta (q_c) a diferente profundidad y ubicación no pueden compararse directamente entre sí, a menos que se midieran a distancias efectivas verticales similares. El concepto de un factor de normalización por esfuerzo de confinamiento (C_N) proviene de los resultados experimentales realizados por Marcuson y Bieganousky en el año 1977, siendo estos evaluados por Idriss y Boulanger (2004). Estos resultados indican que la resistencia por punta es

independiente del esfuerzo vertical efectivo, convirtiendo a este en un índice de las arenas y densidad relativa que puede ser más racional de comparar entre un mismo lugar de investigación u otro. Se han propuesto diferentes correlaciones para el factor de normalización por esfuerzo de confinamiento (C_N). Idriss y Boulanger (2008) propone la siguiente expresión modificada de Liao y Whitman (1986):

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma_{v0}} \right)^m \leq 1.7 \quad (3.41)$$

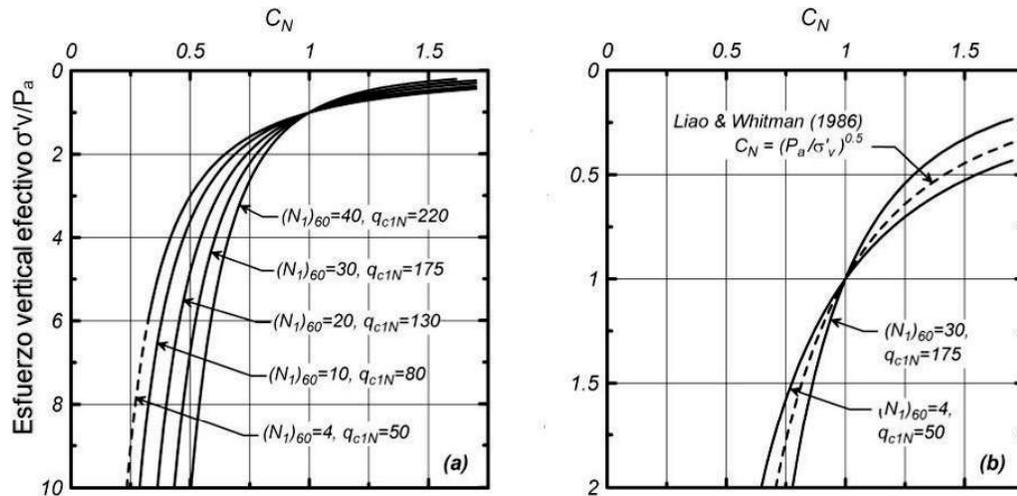
Además, Idriss y Boulanger (2008), proponen las siguientes correcciones a la resistencia por punta (q_c) por el esfuerzo de confinamiento:

$$q_{cN} = \frac{q_c}{Pa} \quad (3.42)$$

$$q_{c1N} = q_{cN} \times C_N \quad (3.43)$$

Donde q_{c1N} es la resistencia por punta normalizada que se obtendría en una misma arena a un esfuerzo de confinamiento de 1 atm si todas las demás propiedades son constantes, como la misma densidad relativa, textura, edad, cementación y nivel de carga.

En la Figura°3.10, se presenta la variación del factor de normalización por esfuerzo de confinamiento C_N versus la resistencia por punta normalizada a diferentes esfuerzos efectivos.



Figura°3.10 Variación del C_N versus la resistencia por punta normalizada
(Idris y Boulanger, 2008)

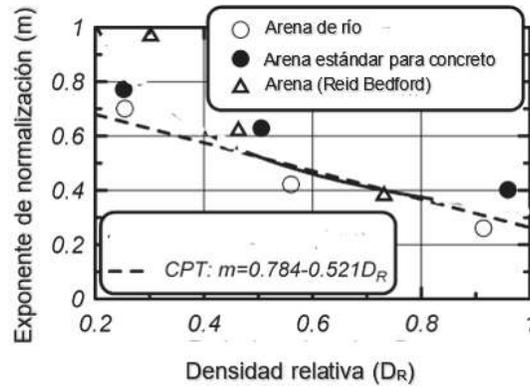
Así también, “m” es el exponente de normalización que depende de las propiedades índice y la densidad relativa propuesta por Boulanger el año 2003 y presentada por Idris y Boulanger (2008). Este exponente de normalización se determina según:

$$m = 0.784 - 0.521 \times D_R \quad (3.44)$$

Las resistencias por punta CPT también se ha correlacionado con la densidad relativa (D_R) con las relaciones de propuestas por Salgado en el año 1997 y presentada por Idris y Boulanger (2008) para arenas limpias. Esta correlación entre la densidad relativa y la resistencia por punta CPT se puede aproximar como:

$$D_R = 0.465 \left(\frac{q_{c1N}}{C_{dq}} \right)^{0.264} - 1.063 \quad (3.45)$$

La Figura°3.11 presenta la variación del exponente de normalización (m), versus la densidad relativa para tres tipos de arena: arena del río Platte, arena estándar para concreto y arena del modelo de Reid Bedford, los cuales fueron analizados por Boulanger en el año 2003 y son presentadas por Idris y Boulanger (2008).



Figura°3.11 Variación del exponente de normalización versus la densidad relativa (Boulanger, 2008)

El factor C_{dq} se encuentra en el rango de 0,64–1,55 para las arenas investigadas por Salgado en el año 1997. La ecuación 3.42 fue utilizada por Idriss y Boulanger (2008) con un valor de C_{dq} igual a 0.9 para el ensayo CPTu. Así, se obtiene la siguiente ecuación:

$$m = 1.338 - 0.249 \times (q_{c1Ncs})^{0.264} \quad (3.46)$$

Donde el exponente de normalización (m) está limitado según $0,264 \leq m \leq 0,782$ para valores de q_{c1N} de 21 y 254.

3.4.3 Resistencia por punta normalizada para arenas limpias

La resistencia por punta normalizada (q_{c1N}) se puede modificar para considerar la influencia del contenido de finos no plásticos sobre la resistencia a la licuación. La correlación utilizada es similar a la corrección por finos del ensayo SPT.

Por lo tanto, el valor de la resistencia por punta normalizada para arena limpias (q_{c1Ncs}) se puede calcular como:

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (3.47)$$

La expresión para Δq_{c1N} se obtuvo consistentemente con el valor aproximado del efecto que tiene el contenido de finos en la relación q_{cN}/N_{60} . La expresión resultante para q_{c1N} depende tanto del contenido de finos (CF) como de q_{c1N} :

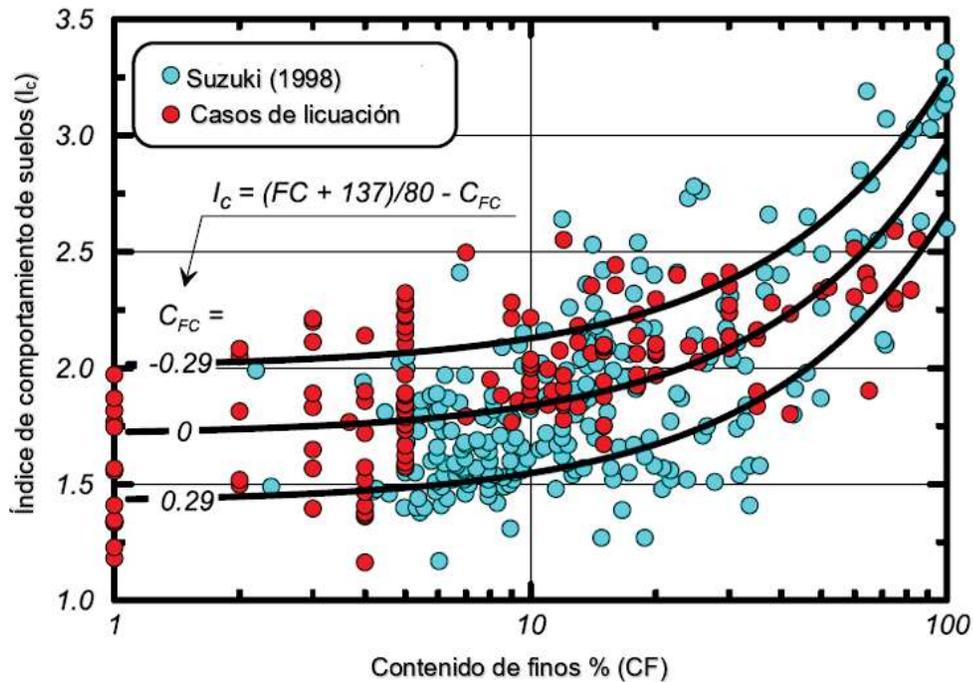
$$\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \times e^{\left(1.63 - \frac{9.7}{CF+2} - \left(\frac{15.7}{CF+2} \right)^2 \right)} \quad (3.48)$$

Los ajustes se consideran apropiados para finos no plásticos y limos arenosos de baja plasticidad, aunque la información explícita sobre la plasticidad de finos es limitada en la base de datos de casos históricos.

El contenido de finos (CF) se puede relacionar con el índice de tipo de comportamiento de suelos (I_c) obtenido por Robertson (2010). Los índices muestran una gran dispersión de datos, de modo se requiere una calibración específica de sitio o verificar las correlaciones empíricas con más precisión. La relación utilizada para estimar el contenido de finos (CF)

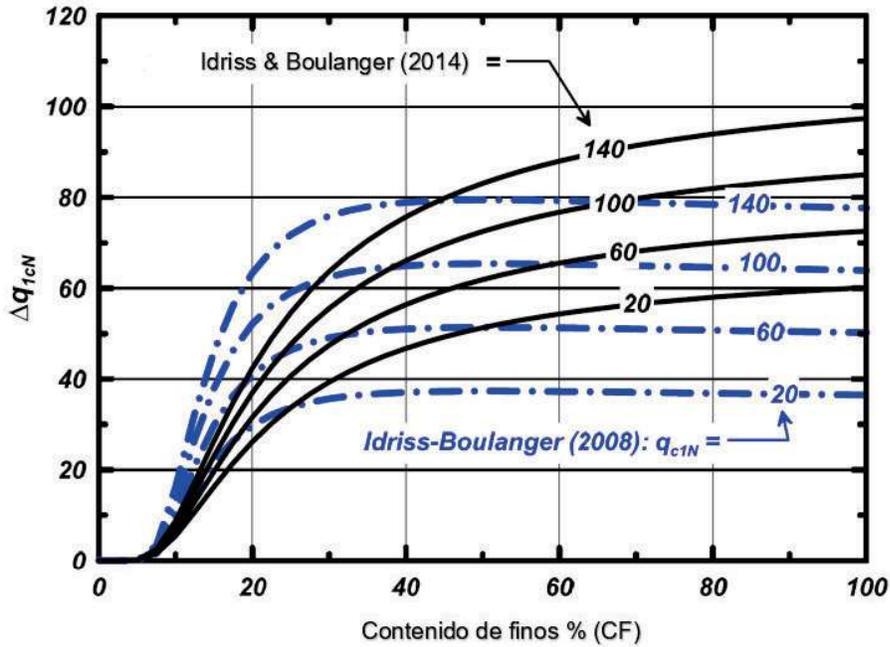
$$CF = 80 \times (I_c + C_{FC}) - 137 \quad 0\% \leq CF \leq 100 \quad (3.49)$$

Donde C_{CF} es un parámetro adimensional y su valor predeterminado es 0. Esta expresión puede variar con un C_{FC} igual a, $-0,29$ y $0,29$; es decir un tipo de desviación estándar en la correlación general como se presenta en la Figura°3.12. La calibración específica C_{FC} dependerá de la geología local y la depositación en el tiempo del suelo en estratos; por lo que, se pueden obtener diferentes valores de C_{FC} para otros estratos en cualquier sitio. Por ejemplo, establecer el valor de -0.07 para el C_{FC} es similar a obtener un contenido de finos de 20% en suelos licuables del río Avon en Christchurch, Nueva Zelanda (Robinson, Cubrinovski y Bradley, 2013). Por otro lado, se ha observado que la densificación del suelo cambia la correlación entre el contenido de finos y el índice de comportamiento de suelos en sitios específicos, por el efecto en la resistencia por punta (q_c) y fricción en la manga (f_s), con el resultado de que el C_{FC} puede ser diferente antes y después de la densificación del suelo (Nguyen, Shao, Gingery y Robertson, 2014). En la Figura°3.12 se presenta las correlaciones recomendadas entre el índice de comportamiento de suelos y el contenido de finos con los datos obtenidos por Suzuki en el año 1998 y los datos de la investigación de Idriss y Boulanger (2015).



Figura°3.12 Correlación entre el índice de comportamiento de suelos versus el contenido de finos (Idriss y Boulanger, 2015)

Idriss y Boulanger (2015) han cambiado la corrección del contenido de finos desde lo utilizado en 2008. Los cambios propuestos en la resistencia por punta normalizada para arenas limpias son atribuidos a la actualización de la base de datos de casos históricos, el efecto del factor magnitud escala (MSF) modificado y una mayor ponderación consistente de las relaciones empíricas q_{cN}/N_{60} . Ambos ajustes se estabilizan para valores de contenido de finos que excedan aproximadamente 35% porque la matriz del suelo es dominada por los granos finos para cualquier valor mayor que este. En la Figura°3.13 se presenta la variación de la influencia del contenido de finos versus el contenido de finos.



Figura°3.13 Variación del contenido de finos versus la influencia del contenido de finos (Idriss y Boulanger, 2015)

3.4.4 Relación de resistencia cíclica

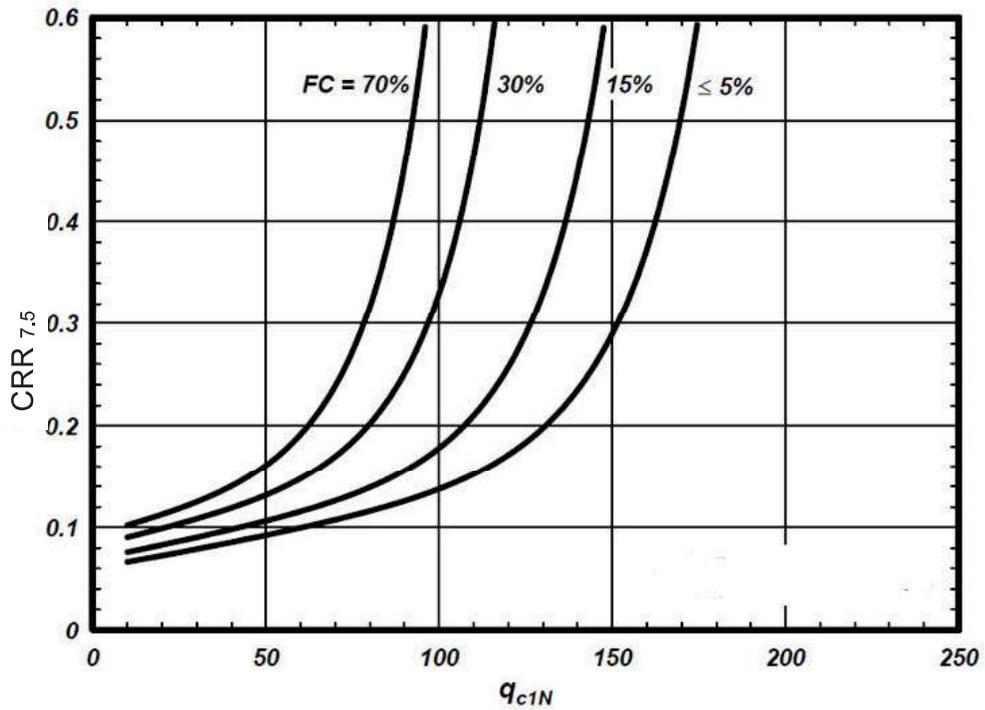
Para las arenas limpias o limos arenosos de baja plasticidad, la relación de resistencia cíclica a una magnitud de sismo 7.5 y esfuerzo de confinamiento igual a 1 atm se determina con la siguiente ecuación:

$$CRR = e^{\left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137}\right)^4 - 2.8\right)} \quad (3.50)$$

Las correlaciones empíricas para estimar la curva de la relación de resistencia cíclica (CRR) en materiales con comportamiento arenoso (sand-like), que fueron realizadas por Idriss y Boulanger (2015) se basan en:

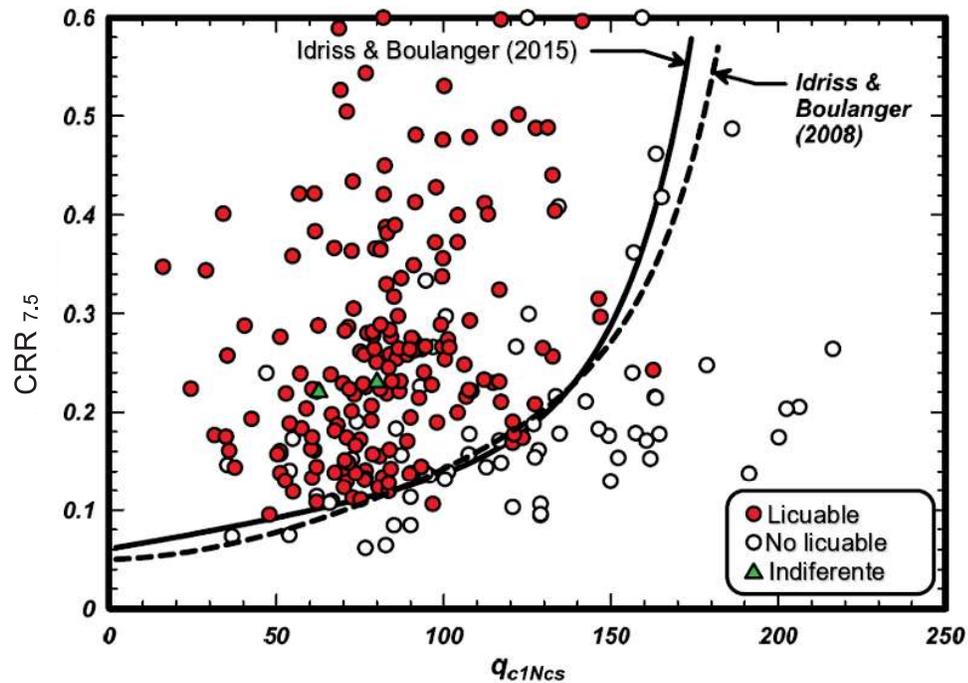
- Estimar el contenido de finos (FC) con el ensayo CPT;
- Actualizar la base de datos de casos históricos basados en CPT, incluida la revisión de casos históricos y agregar sismos recientes;
- Examinar la activación de licuación basada en ensayos CPT y sus correlaciones empíricas con el SPT.

La relación de resistencia cíclica determinista con el ensayo CPT se muestra en la Figura°3.14 en términos de q_{c1N} para diferentes porcentajes del contenido de finos (FC). Las curvas muestran los desplazamientos hacia la izquierda en las correlaciones a medida que aumenta el valor del contenido de finos (FC).



Figura°3.14 Curvas de la relación de resistencia cíclica con respecto al contenido de finos (Idriss y Boulanger, 2015)

Así también, para la resistencia por punta normalizada para arenas limpias se presenta en la Figura°3.15 la variación con la relación de resistencia cíclica.

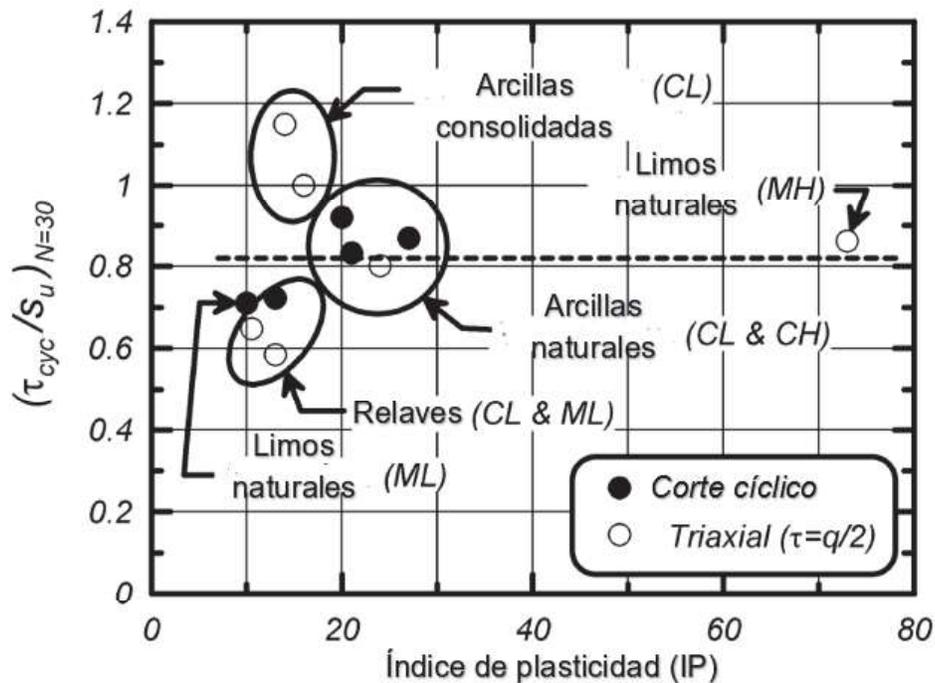


Figura°3.15 Relación de resistencia cíclica versus la resistencia por punta normalizada para arenas limpias (Idriss y Boulanger, 2015)

La plasticidad de suelos finos también influye en el comportamiento de la carga cíclica en los suelos (ver, Figura°3.16). Al examinar este factor, el comportamiento de los suelos dependerá de la fracción fina en la matriz. Se infiere que esta fracción fina domina la matriz cuando el contenido de finos (CF) es más del 35-50% (Mitchell y Soga, 2005). El comportamiento de la carga cíclica en suelos finos (o suelos con comportamiento gobernado por una matriz de finos) aparece en la transición, con un rango estrecho de índices de plasticidad (IP), de suelos que se comportan principalmente como arenas (*sand-like*); a suelos que se comportan principalmente como arcillas (*clay-like*), diferenciando el tipo de procedimientos de ingeniería para evaluar la resistencia a la licuación. Boulanger e Idriss (2004) observan un comportamiento similar al de la arena en suelos con índice de plasticidad (IP) menor a siete (07) y un comportamiento similar a la arcilla para suelos finos con valores de índice de plasticidad (IP) superiores a siete (07). Estos límites son aproximados, ya que el índice de plasticidad (IP) es solo un indicador de la mineralogía y otros factores que afectan el comportamiento del suelo.

La resistencia al ablandamiento cíclico depende de varios factores, como el esfuerzo de confinamiento, edad, depositación, historia de esfuerzo-deformación, y esfuerzo al corte no drenado (Idriss y Boulanger, 2008). El ratio de resistencia cíclica (CRR) para ensayos de corte simple cíclico se define como el esfuerzo cortante cíclico (τ_{cyc}), que actúa en los planos horizontales, dividido por el esfuerzo de confinamiento vertical efectivo (σ'_{vo}).

Idriss y Boulanger (2008), correlacionaron el índice de plasticidad (IP) y la relación de esfuerzo cortante cíclico (τ_{cyc}) entre el esfuerzo de corte no drenado (S_u) para 30 ciclos de carga, tal como se presenta en la Figura°3.16.



Figura°3.16 Variación del índice de plasticidad versus versus el esfuerzo al corte cíclico entre el esfuerzo al corte no drenado (Idriss y Boulanger, 2008)

Por lo tanto, los suelos de grano fino que tienen un comportamiento similar al de la arcilla, todavía pueden tener potencial para el ablandamiento o falla cíclica inducida por un sismo. Este tipo de comportamiento ha sido estimado por Idriss y Boulanger (2008) y la relación de la resistencia cíclica se puede estimar con el ensayo CPTu, de acuerdo con la siguiente relación:

$$CRR = \frac{C_{2D} \times F \times Su}{\sigma'_{vo}} \quad (3.51)$$

Donde C_{2D} es un factor de ajuste por efectos de bidireccionalidad de la carga cíclica, producida por dos componentes horizontales de sismo, con un valor de 0.96 para arcillas y 0.90 para arenas. Además, F es un factor de amplificación empírico que adquiere un valor aproximado de 0.68 para relaves y 0.83 para suelos finos naturales (ver, Figura°3.16).

Por otro lado, la resistencia al corte no drenado (Su), puede ser determinada según:

$$Su = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (3.52)$$

Donde N_{kt} es un factor de cono empírico con un valor promedio de 15 (Lunne et al., 1998)

3.4.5 Correcciones para el factor de seguridad a la licuación

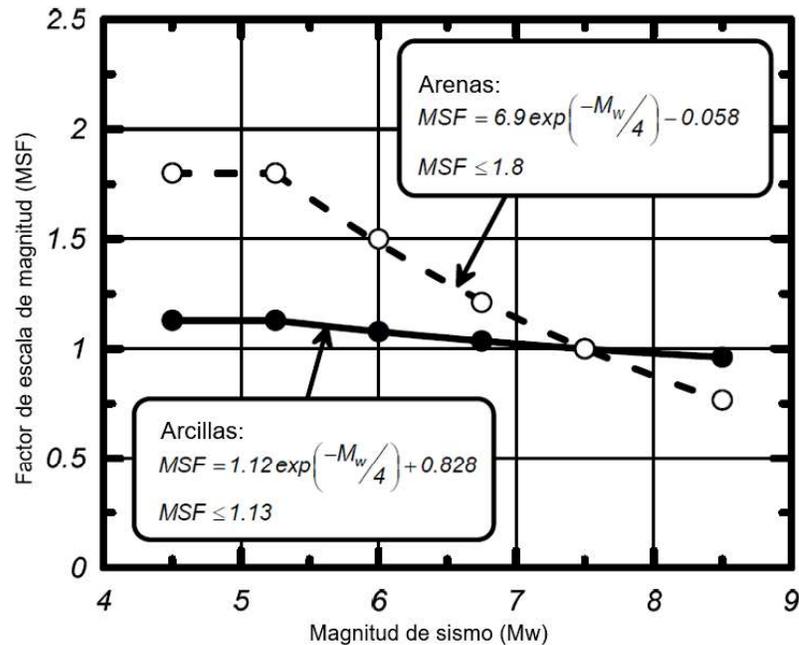
El factor de seguridad a la licuación es la relación de resistencia cíclica versus la relación de esfuerzo cíclico y se representa como:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \times (MSF) \times K_{\sigma} \times K_{\alpha} \quad (3.53)$$

A continuación, se detallan las correcciones para obtener el factor de seguridad a la licuación para la correlación empírica de Idriss y Boulanger (2015):

El factor de escala de magnitud (MSF) se utiliza para ajustar la relación de resistencia cíclica (CRR) a un valor común magnitud de sismo $M=7.5$, debido a que el CRR depende del número de ciclos de carga, relacionado con la magnitud de sismo (Youd et al 2001). El factor de escala de magnitud (MSF) se utiliza para tener en cuenta los efectos de duración, es decir, número y amplitudes de los ciclos de carga, sobre el desencadenamiento de la licuación. Las relaciones del factor de escala de magnitud (MSF) usadas por Idriss y Boulanger (2008) y revisados en el año 2015 se derivan de ensayos de laboratorio entre el CRR y el número de ciclos de carga equivalentes, y correlaciones del número de ciclos de carga equivalentes con la magnitud del sismo.

El factor de escala de magnitud (MSF) para arenas utilizado por Idriss y Boulanger (2008) fue desarrollado por Idriss (1999). Por otro lado, el factor de escala de magnitud (MSF) para arcillas utilizado fue desarrollado por Boulanger e Idriss (2007). Esta relación tiene menor dependencia del número de ciclos en las arenas, lo que refleja la diferencia de pendiente entre la resistencia cíclica versus al número ciclos de carga, para los suelos finos. En la Figura°3.17, se presenta la relación del factor de escala de magnitud (MSF) versus la magnitud de sismo (M_w) para arenas y arcillas:



Figura°3.17 Variación del factor de escala de magnitud versus la magnitud de sismo
(Boulanger e Idriss, 2007)

Las relaciones del factor de escala de magnitud (MSF) utilizadas por Idriss y Boulanger (2008) para arenas y arcillas, tal como se muestra en la Figura°3.17, pueden expresarse en forma general como:

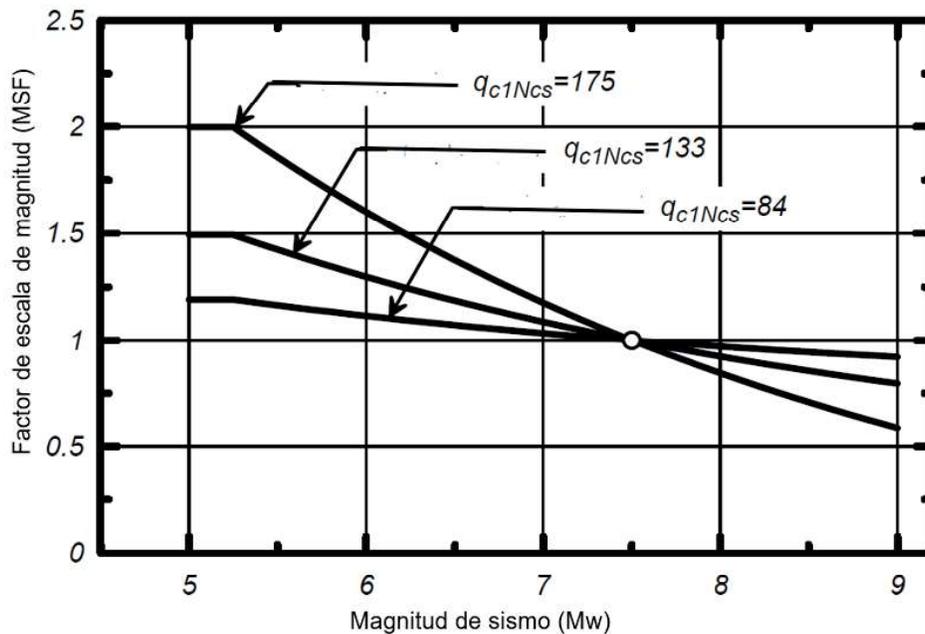
$$MSF = 1 + (MSF_{m\acute{a}x} - 1) \left(8.64 e^{\left(\frac{-M_w}{4}\right)} - 1.325 \right) \quad (3.54)$$

Donde $MSF_{m\acute{a}x}$ es igual a 1.8 y 1.09 para arenas, y arcillas y limos plásticos, respectivamente. Con los límites fijos expresados numéricamente y la resistencia

por punta normalizada para arenas limpias (q_{c1Ncs}), la ecuación anterior se puede expresar según:

$$MSF_{m\acute{a}x} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180}\right)^3 \leq 2.2 \quad (3.55)$$

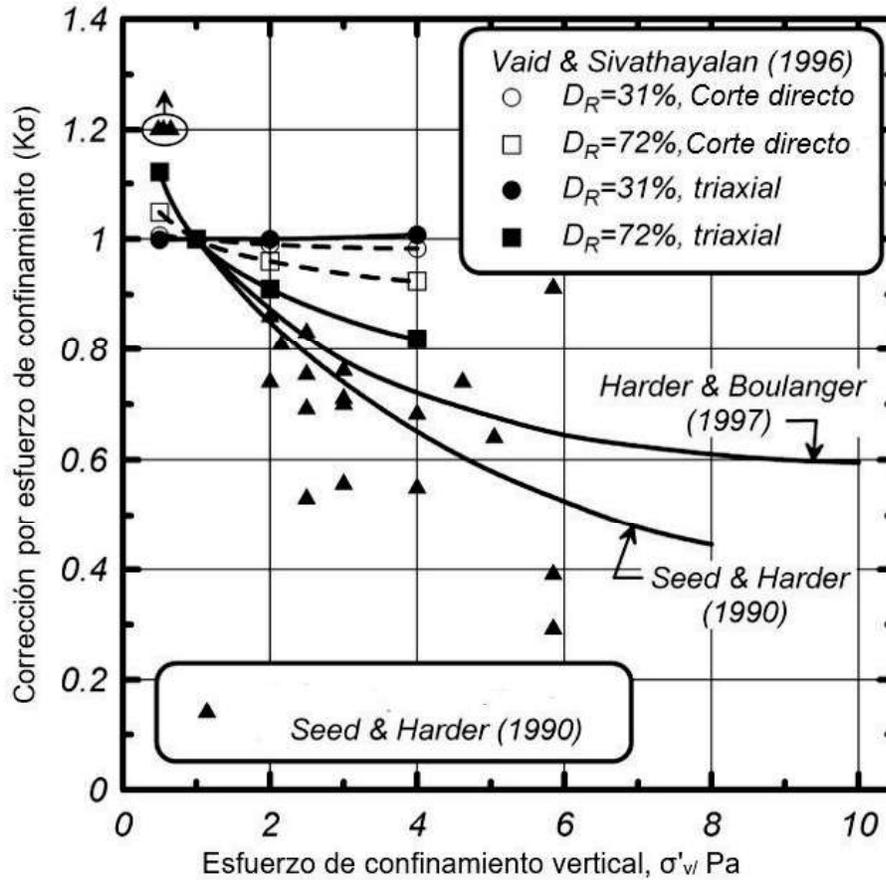
En la Figura°3.18 se presenta la relación del factor de magnitud de escala (MSF) con la magnitud de sismo con diferentes resistencias por punta normalizadas para arenas limpias.



Figura°3.18 Variación del factor de escala de magnitud versus la magnitud de sismo con la resistencia por punta normalizada para arenas limpias (Boulanger e Idriss, 2007)

La corrección por esfuerzo de confinamiento ($K\sigma$) fue introducida por Seed en el año 1983 para ajustar la relación de resistencia cíclica (CRR) a la presión atmosférica ($P_a=1 \text{ atm}$). La mayoría de las correlaciones se han derivado de ensayos de laboratorio realizados por Harder y Boulanger en el año 1997, mientras que algunas se basan en las consideraciones teóricas de Hynes y Olsen del año 1998 y Boulanger del año 2003 o por casos históricos recopilados por Cetin en el año 2004. Los ensayos experimentales en arenas han demostrado que la CRR está directamente relacionada con el parámetro de estado del suelo que

depende de la densidad relativa (D_R) (Ver, Figura°3.19); es decir varían con el tipo de comportamiento de suelo.



Figura°3.19 Corrección por esfuerzo de confinamiento versus esfuerzo de confinamiento vertical (Boulanger, 2003)

En un suelo con comportamiento dilatante a bajos esfuerzo de confinamiento la CRR aumenta mientras que en un comportamiento contractivo disminuye a altos niveles de confinamiento. Las correlaciones semiempíricas para el K_σ recomendado se calculan como:

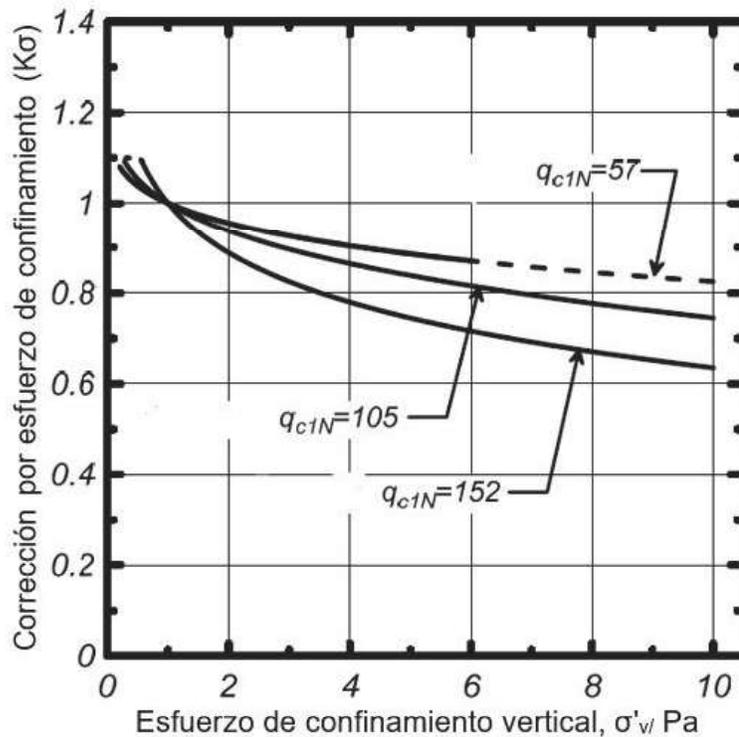
$$K_\sigma = 1.0 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{v1}}{Pa}\right) \leq 1.1 \quad (3.56)$$

Con estas recomendaciones, Boulanger (2003) derivó correlaciones de K_σ entre el CRR, obtenido de la evaluación de campo, y la resistencia por punta normalizada para arenas limpias (q_{C1Ncs}). La correlación involucra la resistencia a

la penetración (q_c) con el parámetro de estado que a su vez depende de la densidad relativa (D_R). Esta dependencia del parámetro de estado se expresa con el coeficiente C_σ en términos de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias (q_{c1Ncs}), que fue actualizada por Boulanger y Idriss (2008). El coeficiente C_σ se calcula según:

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1Ncs})^{0.264}} \leq 0.3 \quad (3.57)$$

El coeficiente C_σ tiene un valor máximo de 0.3 y se utiliza para valores de q_{c1Ncs} entre 37 y 211. En la Figura°3.20 se presenta la relación del esfuerzo de confinamiento vertical con la corrección por esfuerzo de confinamiento para diferentes valores de resistencia por punta normalizadas para arenas limpias.



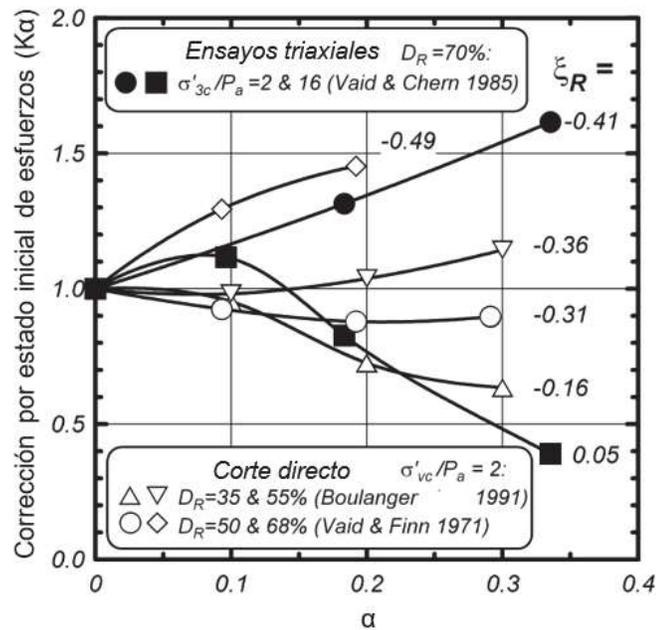
Figura°3.20 Corrección por esfuerzo de confinamiento versus esfuerzo de confinamiento vertical con la resistencia por punta normalizada (Idriss y Boulanger, 2008)

Estas tendencias presentan valores de K_σ ligeramente superiores a 1,0 a bajos esfuerzos de confinamiento. Al inicio Idriss y Boulanger en el año 2006 optaron por restringir los valores de K_σ obtenidos a un valor máximo de 1.0 para las

correlaciones empíricas para evaluar la licuación. Luego, Idris y Boulanger (2008), limitan este valor a 1,1 porque la dependencia no ha sido medida ni validada para esfuerzos de confinamiento muy bajos con tendencia a cero. El efecto de limitar el $K\sigma$ a 1.1 como máximo, en los resultados de resistencia cíclica, era insignificante. Las relaciones anteriores fueron corroboradas con otra base de datos experimentales actualizados de laboratorio por Montgomery en el año 2012.

La relación de resistencia cíclica (CRR) es afectada por el estado inicial de esfuerzos cortantes estáticos, en zonas como las laderas o diques. Por lo que, Seed en el año 1983 introdujo la corrección por estado inicial de esfuerzos ($K\alpha$) para ajustar el estado inicial de esfuerzos estáticos para terrenos no llanos o taludes, con pendientes superiores a 5%. El parámetro alpha (α) es la relación entre el esfuerzo cortante estático inicial y el esfuerzo de confinamiento efectivo en el plano de interés (Idriss y Boulanger, 2008).

Idriss y Boulanger (2004) derivaron relaciones que se obtienen de la dependencia de la densidad relativa (D_R) y a su vez del parámetro de estado (ξ_R) con el parámetro alpha (α). En la Figura°3.21, se presenta el efecto de la densidad relativa (D_R) y a su vez del parámetro de estado(ξ_R) con la corrección por estado inicial de esfuerzos estáticos ($K\alpha$).



Figura°3.21 Efecto de la densidad relativa y parámetro de estado con la corrección por estado inicial de esfuerzo estático (Idriss y Boulanger, 2004)

De la Figura°3.21 se derivaron las siguientes expresiones:

$$K_{\alpha} = a + b \times e^{\left(\frac{-\xi_R}{c}\right)} \quad (3.58)$$

$$a = 1267 + 636\alpha^2 - 634e^{\alpha} - 632e^{\alpha} \quad (3.59)$$

$$b = e^{-1.11+12.3\alpha^2+1.31 \times \ln(\alpha+0.0001)} \quad (3.60)$$

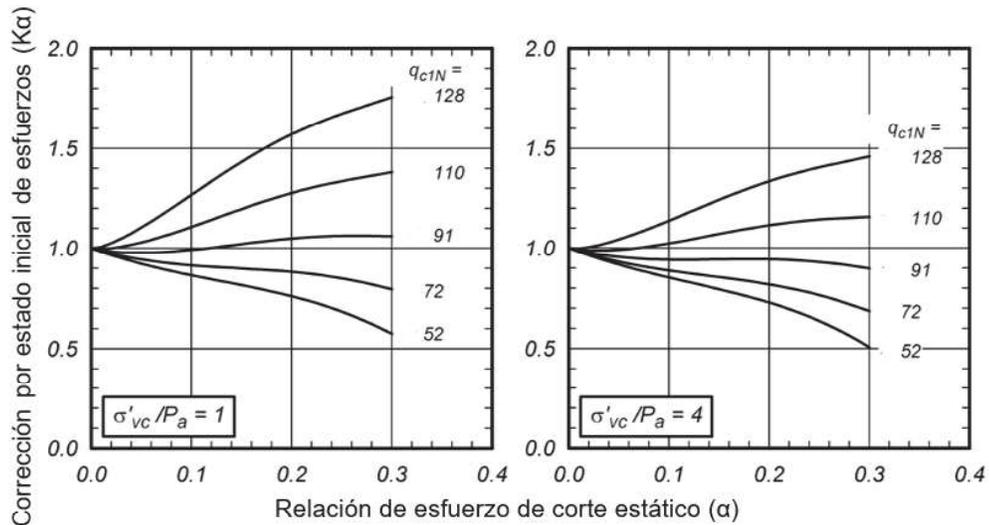
$$c = 0.138 + 0.126\alpha + 2.52\alpha^3 \quad (3.61)$$

El parámetro de estado (ξ_R) se calcula a partir de las resistencias por punta normalizada según:

$$\xi_R = \frac{1}{Q_t - \ln\left(\frac{100(1 + 2 \times K_o) \times \sigma'_v}{3Pa}\right)} - (0.478 (q_{c1N})^{0.264} - 1.063) \quad (3.62)$$

Donde, los valores de la resistencia por punta normalizadas (q_{c1N}) son mayores que 21. Además, el parámetro alfa (α) debe ser menor que 0.35 y el parámetro de estado (ξ_R) se encuentra entre -0.6 (suelos dilatantes) y 0.1(suelos

contractivos). En la Figura°3.22 se presentan los valores $K\alpha$ calculados por Idriss y Boulanger (2008) considerando el coeficiente de presión lateral (K_0) igual a 0.45 y la resistencia por punta normalizada (Q_t) =10, para diferentes valores de esfuerzo de confinamiento vertical entre 1 a 4 atm y resistencia por punta normalizada corregida por confinamiento (q_{c1N}).



Figura°3.22 Corrección por estado inicial de esfuerzo versus las resistencias por punta normalizadas del CPT a diferentes esfuerzos de confinamiento (Idriss y Boulanger, 2008)

El parámetro de corrección por estado inicial de esfuerzos ($K\alpha$) en muchos análisis ingenieriles se omite en sitios llanos o ligeramente inclinados (pendientes menores a 5%). De la Figura°3.22 se observa que cuando el esfuerzo estático inicial es igual cero o cercano a este, $K\alpha$ es aproximadamente igual a 1.0. Sin embargo, incluir $K\alpha$ es importante para análisis de licuación en terrenos de pendiente pronunciada, taludes y diques de presas, debido a que, en el plano de falla, los esfuerzos principales se encuentran activos y son diferentes de cero. En suelos dilatantes, $K\alpha$ puede tomar valores de entre 1.0 a 1.8 y para suelos contractivos entre 0.5 a 1.0, dependiendo a que nivel de esfuerzos de confinamiento se encuentren sometidos. (Idriss y Boulanger, 2008).

CAPÍTULO IV: INVESTIGACIONES BÁSICAS Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En la presente investigación se han ejecutado investigaciones geotécnicas con ensayos de CPTu que incluyen las mediciones de disipación de presiones de poros, estudio de peligro sísmico probabilístico con la determinación del PGA y ensayos de laboratorio considerando el análisis granulométrico. Las investigaciones permitirán caracterizar geotécnicamente una presa de relaves ubicada en la Provincia de Huancavelica, y la sismicidad del área de estudio.

El peligro sísmico (sismicidad) nos proporciona las aceleraciones picos máximas en el terreno (PGA) para diferentes periodos de retorno establecidos; estas aceleraciones generan esfuerzos de corte cíclicos actuantes en la presa de relaves que pueden inducir a la licuación. Los ensayos de CPTu con medición de la disipación de presiones de poro permitirán establecer el nivel de agua o la presión de poros estática (u_0), así como la medición de la resistencia por punta (q_c), fricción lateral (f_s), presión de poros dinámica (u_2) en la presa de relaves. Los resultados del ensayo CPTu han permitido realizar la sección geotécnica representativa de la presa de relaves, considerando el tipo de comportamiento (SBT) de los relaves y su resistencia al esfuerzo cíclico o resistencia a la licuación. Por otro lado, los ensayos de laboratorio brindarán información sobre el porcentaje de finos que se utilizará para realizar las calibraciones a la resistencia al esfuerzo cíclico o resistencia a la licuación. A continuación, se describe el estudio de peligro sísmico, las investigaciones y caracterización geotécnica de la presa de relaves.

4.1 SISMICIDAD DE LA ZONA DE ESTUDIO

La sismicidad de la zona de estudio se establece con el peligro sísmico en el área de interés. El peligro sísmico nos proporciona el espectro de respuesta para un periodo de estructura igual a cero; es decir, la aceleración pico en el terreno. Esta aceleración pico o máxima se introduce en la ecuación de Seed (1971) y con los esfuerzos de confinamiento se estiman los esfuerzos cíclicos inducidos en el terreno (CSR). Estos esfuerzos cíclicos son los que pueden desencadenar el fenómeno de licuación.

El peligro sísmico se realizó en el área de influencia de la presa de relaves en el año 2021. Este estudio tiene como datos de entrada las fuentes sísmicas

potenciales, la descripción de las fuentes sísmicas en el área de estudio en función de su geometría, características geológicas, niveles de actividad sísmica y edades geológicas. Estas características fueron utilizadas para la evaluación de los parámetros, modelando la distribución de los sismos en función de los valores de magnitud y tiempo.

El modelo sismotectónico empleado corresponde a la propuesta presentada por Aguilar (2017) y está compuesto en total de 03 fuentes de subducción interfase, 03 fuentes de subducción intraplaca intermedia, 05 fuentes de subducción intraplaca profunda y 05 fuentes corticales. Este modelo fue caracterizado considerando una completitud del catálogo actualizado hasta enero del 2020. En el modelo se evalúan los parámetros sismológicos de las fuentes influyentes en el área de estudio, dentro de un radio de 500 km, que es el rango de distancias para los modelos de atenuación considerados en la zona de estudio.

Los sismos que contribuyen al peligro sísmico ubicados dentro del área de traslape entre las fuentes (interfase) F-3, F-4 y F-5 con las fuentes F-9, F-10 y F-11 (intraplaca) y de profundidad menor a 55 km fueron asumidos como interfase. Los datos sin una profundidad definida y aquellos eventos con profundidades por defecto (profundidad = 33 km), no fueron tomados en consideración. En la Figura 4.1 se presentan las fuentes interfase e intraplaca considerados para el peligro sísmico de la presa de relaves.

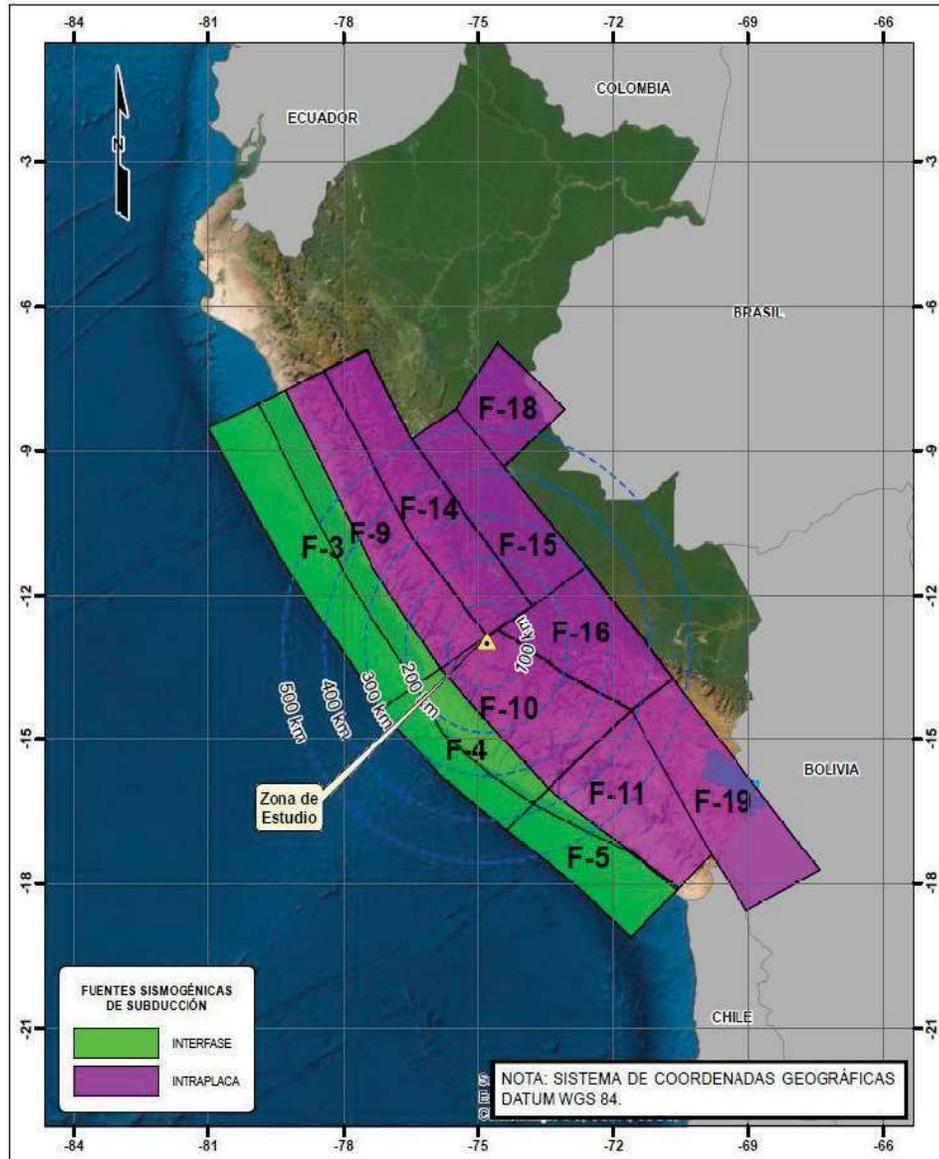


Figura 4.1 Fuentes sísmicas interfase e intraplaca influyentes en la zona de estudio (ZER, 2021)

Los sismos ubicados dentro de F-22, F-23, F-24, F-28 y F-29 de profundidad menor a 40 km fueron asumidos como corticales. Las magnitudes mayores a M_w 6.0 fueron revisadas en base al mecanismo, ubicación e información disponible para verificar que fueran correctamente asignadas. En la Figura 4.2 se presentan las fuentes interfase y de corteza o continental considerados para el peligro sísmico de la presa de relaves.

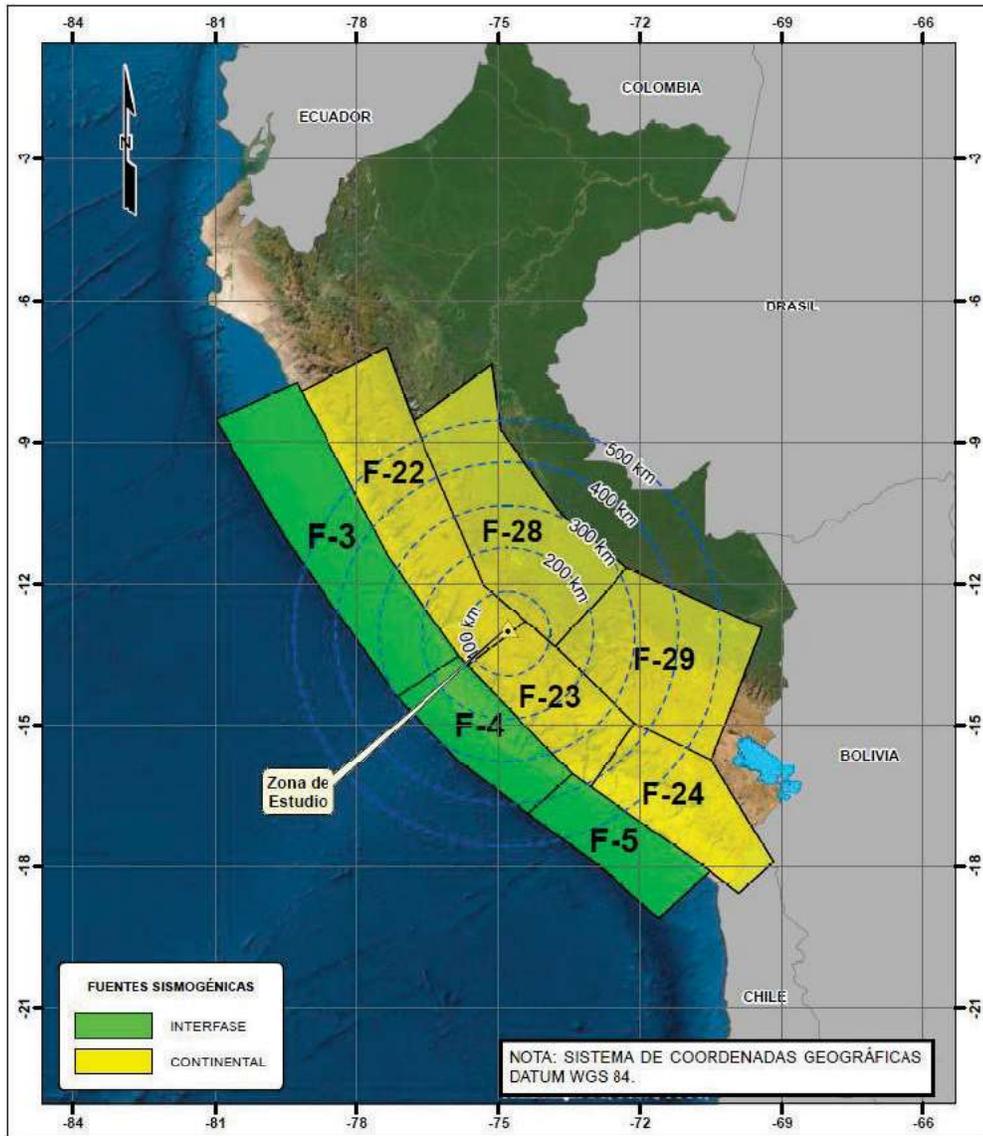


Figura 4.2 Fuentes sismogénicas interfase y continentales influyentes en la zona de estudio (ZER, 2021)

En el peligro sísmico, los movimientos de interfase e intraplaca se modelaron utilizando las ecuaciones de predicción de movimiento desarrolladas por Youngs (1997), Zhao (2016) y BC Hydro (2016). Por otro lado, para eventos de corteza se utilizaron las ecuaciones de predicción de movimiento realizadas por Abrahamson (2014), Boore (2014) y Campbell & Bozorgnia (2014) y Chiou &

Young (2014), la cuales emplean la mejor información disponible, ya que estos modelos han demostrado ser aplicables a nivel mundial.

El peligro sísmico se realizó con el método probabilístico y determinístico considerando la clasificación de las velocidades de ondas de corte promedio a los primeros 30 m (V_{s30}). Por lo que, se evaluaron los valores de $V_{s30} \geq 760$ m/s, las cuales clasifican respectivamente como suelo tipo B (roca) según la normativa ASCE - 7, 2016 *Minimum Design Loads For Building and Other Structures* (2017).

4.1.1 Análisis de Peligro Sísmico Probabilístico

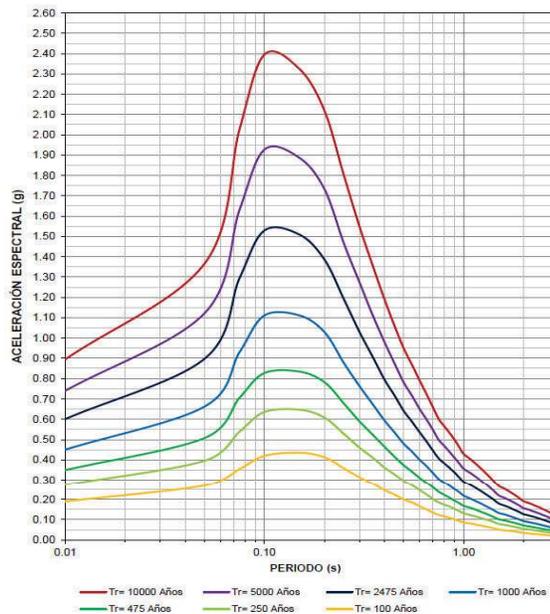
El análisis probabilístico de peligro sísmico tiene en cuenta la contribución espacial y temporal de los pares magnitud /distancia, en un rango de magnitud desde un umbral mínimo a una magnitud máxima. La magnitud mínima (M_0) se define como aquella capaz de producir daños a estructuras, mientras que la magnitud máxima (M_u), es la magnitud máxima probable que puede ser liberada como energía sísmica.

En la Tabla 4.1 se muestran los resultados de los valores de aceleraciones máximas esperadas del terreno (Peak Ground Acceleration) y respuesta de aceleración espectral (S_A) a un 5% de amortiguamiento para periodos que oscilación entre 0.01 y 3.0 segundos, en la zona de estudio, correspondiente a un suelo tipo B ($V_{s30} \geq 760$ m/s) para diferentes periodos de retorno.

Tabla 4.1 PSHA-Aceleraciones máximas en la presa de relaves para suelo tipo B (ZER, 2021)

Periodo de retorno (años)	Aceleración Pico del Terreno (PGA) y Aceleraciones Espectrales (g)					
	PGA	0,2 s	1,0 s	1,5 s	2,0 s	3,0 s
100	0,190	0,412	0,087	0,051	0,035	0,019
250	0,274	0,608	0,131	0,079	0,055	0,029
475	0,349	0,782	0,168	0,102	0,071	0,039
1 000	0,451	1,030	0,219	0,134	0,093	0,052
2 475	0,600	1,386	0,291	0,179	0,126	0,071
5 000	0,740	1,733	0,357	0,220	0,157	0,089
10 000	0,895	2,120	0,430	0,268	0,192	0,110

Con los valores reportados en la Tabla 4.1, se determina el espectro de peligro uniforme para el sitio de interés correspondiente a la presa de relaves. El valor del PGA, correspondiente a la aceleración máxima del terreno, se da cuando el valor de periodo de vibración es muy cercano a cero. Los espectros de peligro uniforme determinados para la presa de relaves se muestran en la Figura°4.3, determinado para los diferentes periodos de retorno analizados. En la Figura°4.3 se aprecia que el valor de PGA es 0,349 g para un periodo de retorno, T_r , de 475 años, con un periodo de vibración de la estructura de $T= 0,01$ s.



**Figura°4.3 Espectro de Peligro Uniforme por método probabilístico - Suelo Tipo B
($V_{s30}= 760$ m/s) tiempo de exposición de 50 años (ZER, 2021)**

4.1.2 Análisis de Peligro Sísmico Determinístico

El análisis de peligro sísmico determinístico, similarmente al análisis probabilístico (Sección 4.1.1), utiliza el mismo enfoque y elementos de caracterización para estimar los valores de movimiento del terreno para el sitio en estudio. En base a relaciones de predicción empíricas y modelos teóricos, que por lo general utilizan como variables: la magnitud, distancia fuente-sitio, tipo de falla (subducción, cortical y fallas transcurrentes del tipo normal o inversas) y las condiciones geotécnicas del lugar; y son evaluados para la identificación de los eventos de

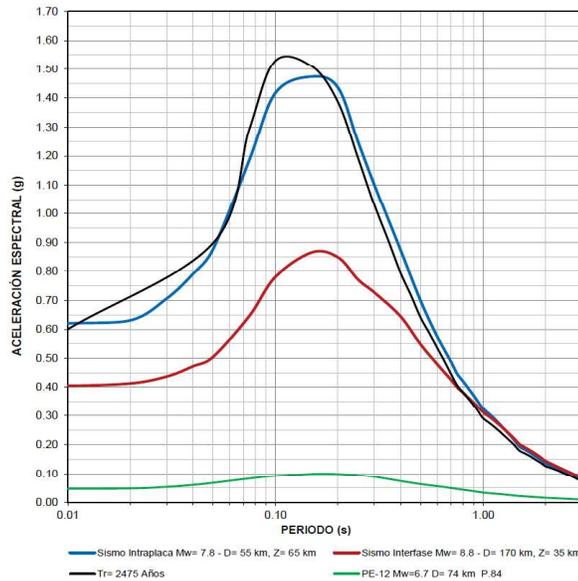
mayor tamaño y los movimientos más fuertes producidos por estos, en un lugar determinado.

El resumen de resultados del análisis determinístico en términos de la media de aceleraciones espectrales (percentil 50 -P-50) y la media de aceleraciones más una desviación estándar (percentil 84 – P.84) se muestran en la Tabla 4.2 para suelo Tipo B.

Tabla 4.2 DSHA-Aceleraciones máximas en la presa de relaves para suelo tipo B (ZER, 2021)

Evento	Aceleración Pico del Terreno (PGA) y Aceleraciones Espectrales (g)						
	Percentil	0.0 s	0.2 s	1.0 s	1.5 s	2.0 s	3.0 s
Sismo Interfase Mw=8.8 X = 170 km Z = 35 km	P.50	0.203	0.418	0.155	0.099	0.070	0.041
	P.84	0.405	0.849	0.312	0.201	0.144	0.085
Sismo Intraplaca Mw=7.8 X = 55 km Z = 65 km	P.50	0.302	0.691	0.161	0.095	0.066	0.038
	P.84	0.613	1.435	0.324	0.193	0.136	0.136

El espectro de aceleraciones obtenido para la presa de relaves de acuerdo con el método determinístico se muestra en la Figura°4.4, para suelo Tipo B.

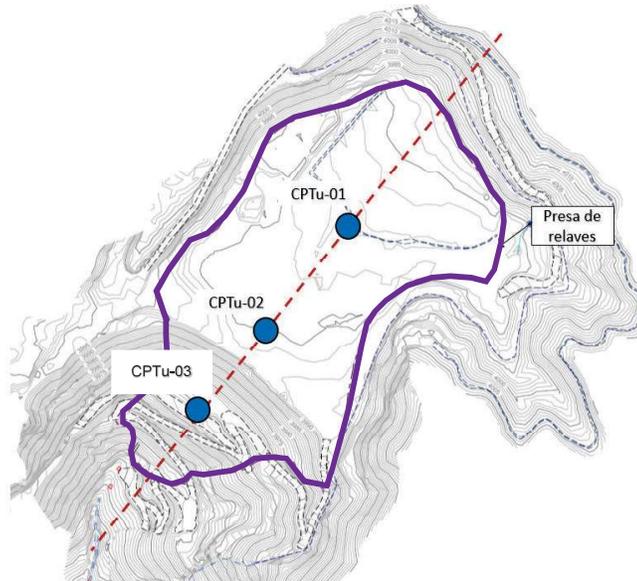


Figura°4.4 Espectro de Peligro Uniforme por el método determinístico para Suelo Tipo B (Vs30= 760 m/s) tiempo de exposición de 50 años (ZER, 2021)

4.2 ENSAYOS PIEZOCONO (CPTu)

La presente investigación ha recopilado pruebas geotécnicas *in situ* de tres ensayos CPTu, los cuales fueron realizados en la presa de relaves de Huancavelica y distribuidas convenientemente para caracterizar geotécnicamente los estratos de suelo de la presa de relaves (ver, Figura 4.5). Estos ensayos han proporcionado información geotécnica como la resistencia por punta (q_c), fricción lateral (f_s), presión de poros dinámica (u_2) y ensayos de disipación de presión de poros con mediciones de presión de poros estáticas (u_0). La metodología utilizada para caracterizar geotécnicamente los estratos de relaves corresponde al uso de las gráficas del tipo de comportamiento de suelo (SBT) propuesto por Robertson (2009) y su actualización basada en el enfoque de la fragilidad de Robertson (2016), tal como se presentó en la sección 2.4. En la presa de relaves se realizaron tres ensayos con piezocono de nomenclatura CPTu- 01, CPTu-02 y CPTu-03. Dos se ejecutaron en el vaso de la presa (CPTu -01 y CPTu- 02) y uno en el talud del dique arena (CPTu - 03). Estos ensayos han permitido estimar las propiedades y características geotécnicas de los relaves; además, con la interpretación de los ensayos de disipación de presión de poros se estableció el nivel de agua en equilibrio (u_0)

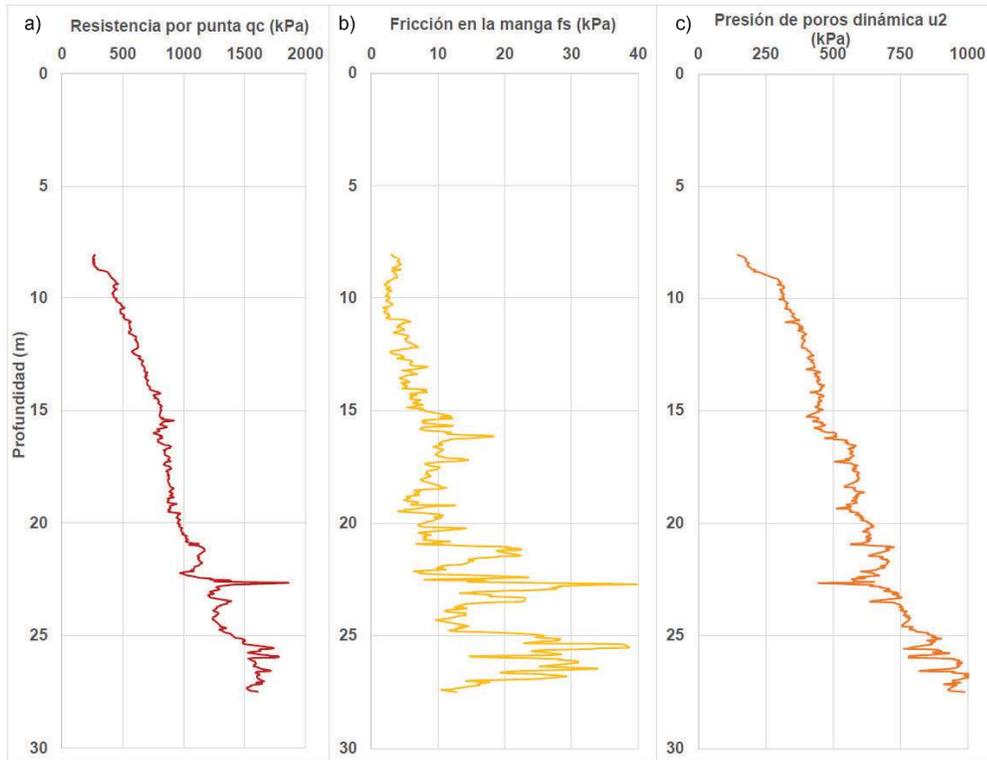
En la Figura 4.5 se muestra la ubicación en planta de los ensayos CPTu.



**Figura°4.5 Ubicación en planta de los ensayos CPTu ejecutados en la presa de relaves
(Fuente propia)**

A continuación, se describen los resultados de campo de los ensayos CPTu:

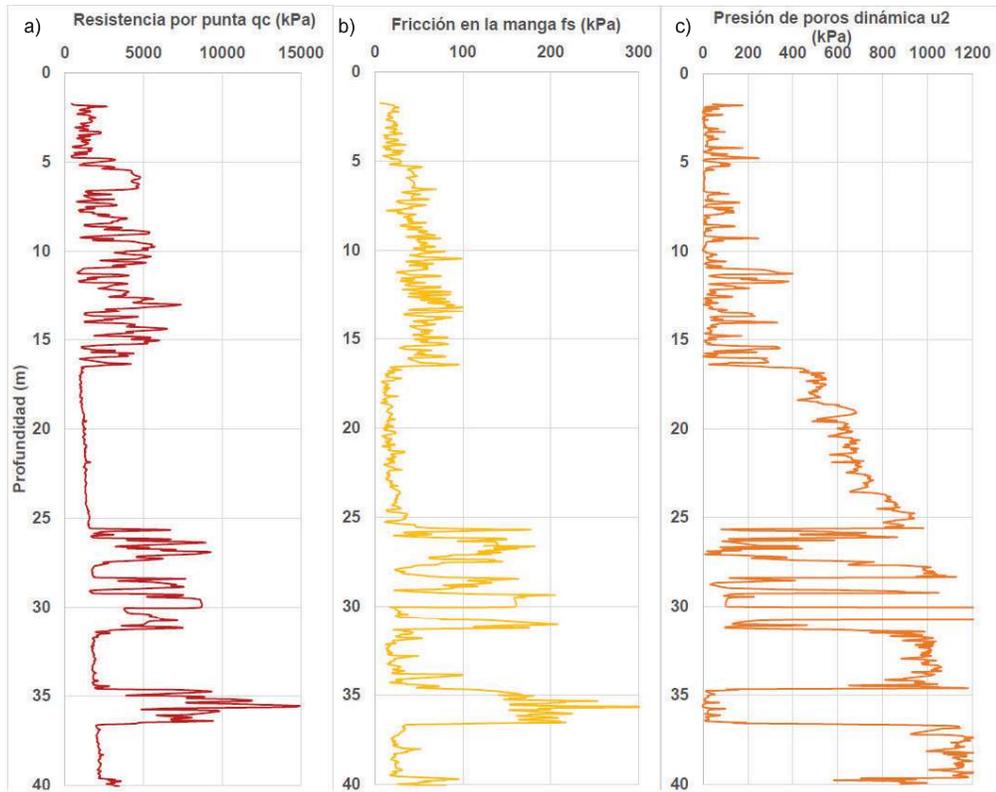
El ensayo CPTu- 01 se realizó aguas arriba ubicados en el punto medio del vaso de la presa, cerca al afloramiento con la roca. Este ensayo se penetró con el piezocono, después del estrato granular conformado por gravas, desde los 8 m hasta 27.5 m. Los valores obtenidos de resistencia por punta (q_c) tienden a incrementar conforme aumenta la profundidad desde 250 kPa hasta 1 500 kPa, los valores de fricción lateral (f_s) son de 10 kPa, los primeros 10 m de profundidad, y entre 10 a 30 kPa hasta los 27 m de profundidad, y la presión de poros dinámica (u_2) aumenta en profundidad desde 250 kPa hasta 1 000 kPa. En la Figura°4.6 se muestran los parámetros de resistencia de los relaves obtenidos en el ensayo CPTu-01.



Figura°4.6 Resultados de los parámetros de resistencia del CPTu- 01.

a) resistencia por punta, b) fricción en la manga, c) presión de poros dinámica

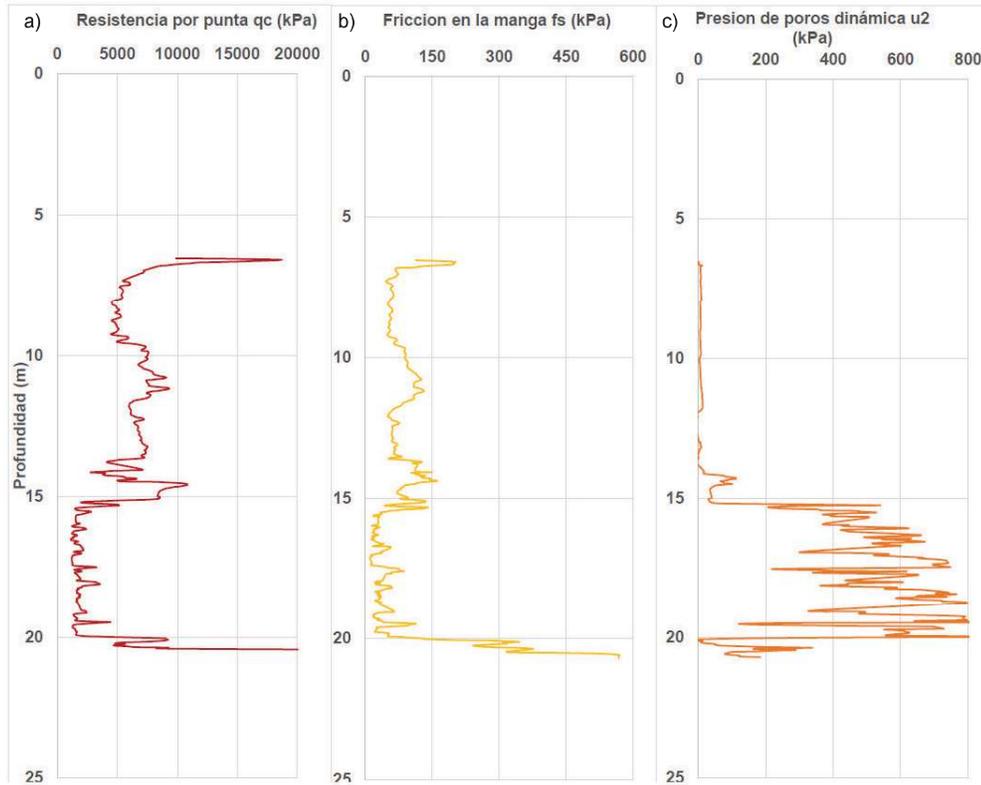
El ensayo CPTu -02 se realizó en el vaso de la presa, en la zona central de la presa de relaves. En este ensayo se registraron datos, con el piezocono, desde una profundidad de 1.7 m hasta 40,2 m. Los valores obtenidos de resistencia por punta (q_c) varían entre 2500 kPa a 5 000 kPa en los primeros 16 m de profundidad, de 2500 kPa en los tramos de 17 a 25 m, 31 a 35 m, 36 a 40 m de profundidad y en los tramos de 25 a 31m, 35 a 36m de profundidad alcanzan valores hasta los 10 000 kPa. Los valores de fricción lateral (f_s) varían entre 30 kPa a 90 kPa en los primeros 16 m de profundidad, de 30 a 50 kPa en los tramos de 17 a 25 m, 31 a 35 m, 36 a 40 m de profundidad y en los tramos de 25 a 31m, 35 a 36m de profundidad alcanzan valores entre los 100 a 300 kPa. Los valores de presión de poros dinámica (u_2) varían entre 0 kPa a 100 kPa en los primeros 16 m de profundidad, de 400 a 1000 kPa en los tramos de 17 a 25 m, 31 a 35 m, 36 a 40 m de profundidad y en los tramos de 25 a 31m, 35 a 36m de profundidad alcanzan valores entre los 0 a 150 kPa. En la Figura°4.7 se muestran los parámetros de resistencia de los relaves obtenidos en el ensayo CPTu -02.



Figura°4.7 Resultados de los parámetros de resistencia del CPTu- 02.

a) resistencia por punta, b) fricción en la manga, c) presión de poros dinámica

El ensayo CPTu -03 se realizó en el vaso de la presa, cerca al dique de arena de relaves gruesos. En este ensayo se registraron datos desde una profundidad de 6.5 m hasta 20.75 m. Los valores obtenidos de resistencia por punta (q_c) son de 5 000kPa en promedio desde los 5 a 16 m de profundidad y de 2500 kPa desde los 16 m hasta los 20 m de profundidad. Los valores de fricción lateral (f_s) durante el ensayo varían 100 a 150kPa desde los 5 a 16 m de profundidad y de 50 a 100 kPa desde los 16 m hasta los 20 m de profundidad. La presión de poros dinámica (u_2) es 0 kPa desde los 5 a 16 m de profundidad y de 200 a 600 kPa desde los 16 m hasta los 20 m de profundidad. En la Figura °4.8 se muestran los parámetros de resistencia de los relaves obtenidos en el ensayo CPTu- 03.



Figura°4.8 Resultados de los parámetros de resistencia del CPTu- 03.

a) resistencia por punta, b) fricción en la manga, c) presión de poros dinámica

4.3 DISIPACIONES DE PRESIÓN DE POROS

Para establecer el nivel de agua o presión de poros estática (u_0) en los relaves, se han interpretado gráficamente las curvas de presión de poros dinámica (u_2) versus la raíz cuadrada del tiempo ($s^{1/2}$) siguiendo las recomendaciones de y Powell & Quaternman (1998), Robertson (1998) y Teh & Houlsby (1991); además, se han interpretado los tipos de drenaje para suelos arcillosos y arenosos, tal como se presentó en la sección 2.5 de esta investigación.

En las curvas de presión de poros dinámica (u_2) versus la raíz cuadrada del tiempo en segundos, se ha establecido una línea tangente a las curvas formadas por u_2 ; luego se ha interpolado una línea horizontal tangente en la parte final de la curva, proyectando así la probable presión de poros estática (u_0); es decir el estado de relajación del suelo luego de que el exceso de presión de poros se ha disipado, tal como se presenta en la Figura 4.9.

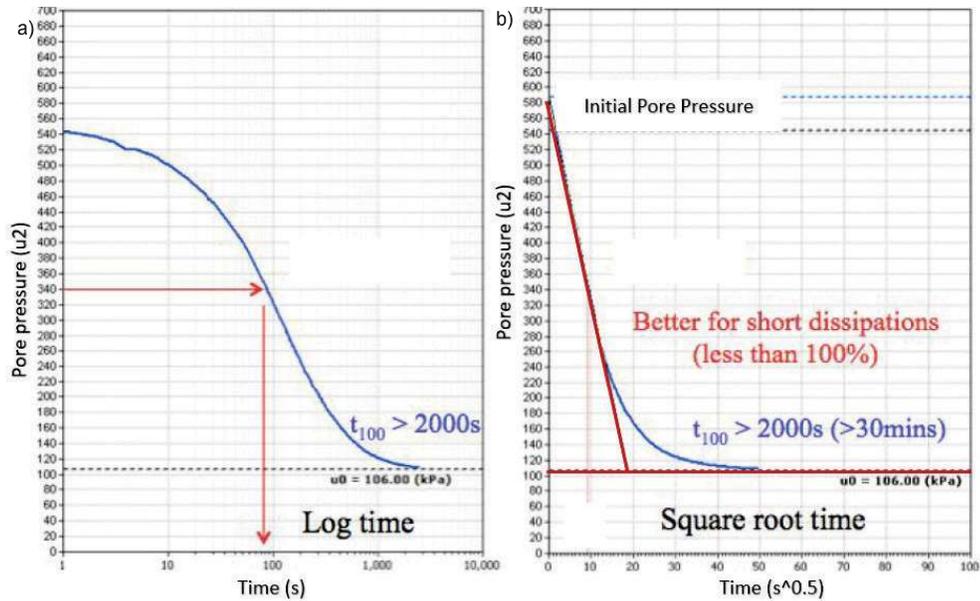


Figura 4.9 Interpretación gráfica de los ensayos de disipación de presión de poros.
a) escala logarítmica con presión de poros vs tiempo, b) escala aritmética con presión de poros vs raíz cuadrada del tiempo (Robertson y Cabal, 2015)

A continuación, se describe la interpretación gráfica de las disipaciones de presión de poros en cada ensayo CPTu realizado en la presa de relaves.

4.3.1 Disipación de presión de poros CPTu-01

En el ensayo CPTu- 01, se realizaron siete (07) mediciones de disipaciones de presión de poros a las profundidades de 8.96 m, 12.06m, 15.12m, 18.22m, 21.31m, 24.41m y 27.50 m. Para cada ensayo las mediciones de disipación de presión de poros tomaron un tiempo de hasta los 2 500 segundos.

Las siete (07) mediciones reflejan una respuesta inicial dilatante (ver, Figura 4.10); sin embargo, conforme transcurre el tiempo las presiones de poros dinámicas (u_2) tienden a estabilizarse en menos de 2500 segundos. Este comportamiento es común en suelos arcillosos normalmente consolidados que pueden disipar el exceso de presiones de poros en tiempos cortos, tal como se presentó en la sección 2.5.

Las gráficas de las presiones de poro dinámicas (u_2) versus la raíz cuadrada del tiempo, de los ensayos de disipación en el CPTu-01, se presentan en la Figura 4.10.

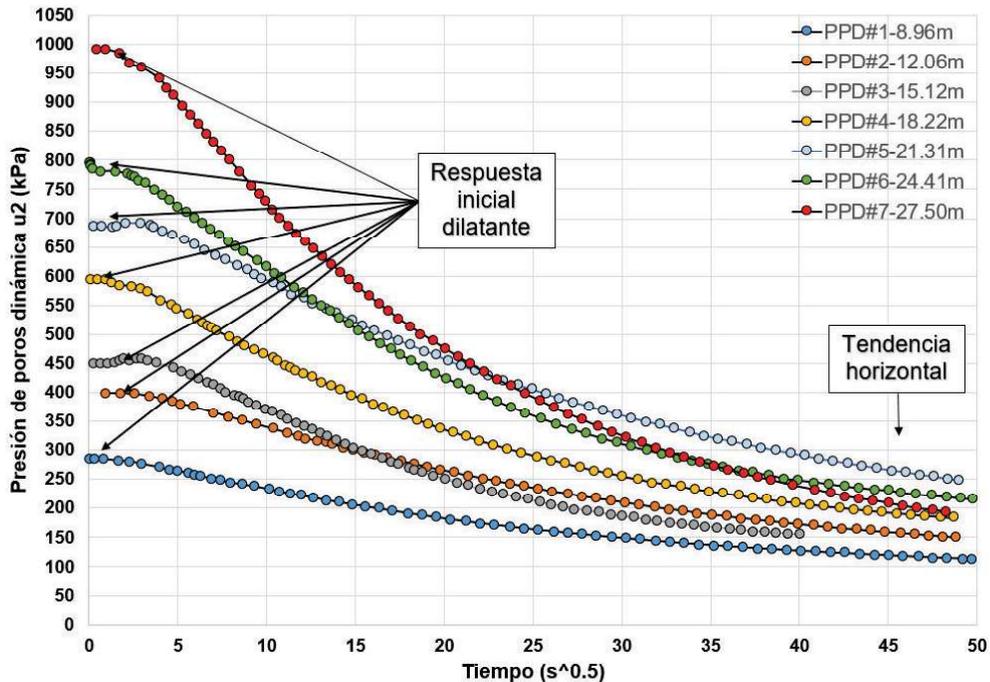


Figura 4.10 Presión de poros dinámica versus el tiempo en el CPTu-01

4.3.2 Disipación de presión de poros CPTu-02

En el ensayo CPTu-02, se realizaron ocho (08) disipaciones de presión de poros a las profundidades de 2.88 m, 11.88m, 16.22m, 19.30m, 23.42m, 33.92m, 37.03m y 39.17 m. Para cada ensayo las mediciones de disipación de presión de poros tomaron un tiempo de hasta los 2 000 segundos.

La primera disipación muestra condiciones de drenaje alto en este estrato, pues la curva de disipación tiende rápidamente a una línea horizontal; este comportamiento es común en arenas sueltas contractivas (ver Figura 4.11). Las otras siete disipaciones reflejan una respuesta inicial dilatante (ver Figura 4.11); sin embargo, conforme transcurre el tiempo las presiones de poros dinámicas (u_2) tienden a estabilizarse en menos de 2000 segundos. Este comportamiento es común en suelos arcillosos normalmente consolidados que pueden disipar el

exceso de presiones de poros en tiempos cortos, tal como se presentó en la sección 2.5.

Las gráficas de las presiones de poro dinámicas (u_2) versus la raíz cuadrada del tiempo, de los ensayos de disipación en el CPTu-02, se presentan en la Figura 4.11.

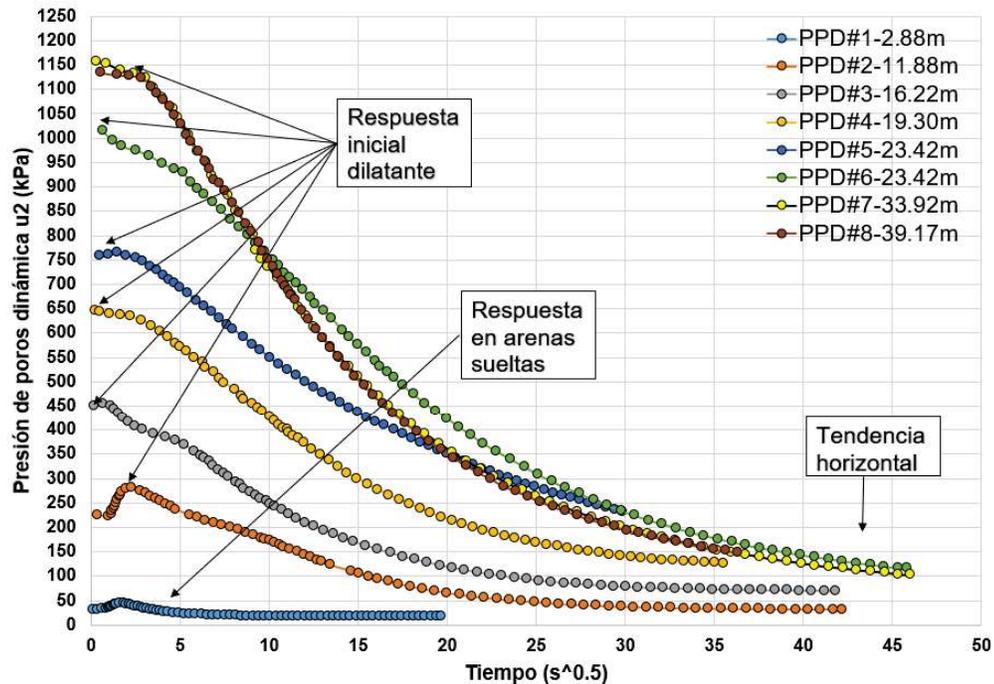


Figura 4.11 Presión de poros dinámica versus el tiempo en el CPTu-02

4.3.3 Disipación de presión de poros CPTu-03

En el ensayo CPTu-03, se realizaron cinco (05) disipaciones de presión de poros a las profundidades de 11.01 m, 13.91m, 15.77m, 18.85m y 20.73m. Para cada ensayo las mediciones de disipación de presión de poros tomaron un tiempo de hasta los 1 800 segundos.

La primera y segunda disipación muestran condiciones de drenaje alto en este estrato, pues la curva de disipación tiende rápidamente a una línea horizontal; este comportamiento es común en arenas sueltas contractivas (ver Figura 4.12). Las otras tres disipaciones reflejan una respuesta inicial dilatante (ver Figura 4.12); sin embargo, conforme transcurre el tiempo las presiones de poros dinámicas (u_2)

tienden a estabilizarse en menos de 1800 segundos. Este comportamiento es común en suelos arcillosos normalmente consolidados que pueden disipar el exceso de presiones de poros en tiempos cortos, tal como se presentó en la sección 2.5.

Las gráficas de las presiones de poro dinámicas (u_2) versus la raíz cuadrada del tiempo, de los ensayos de disipación en el CPTu-03, se presentan en la Figura 4.12.

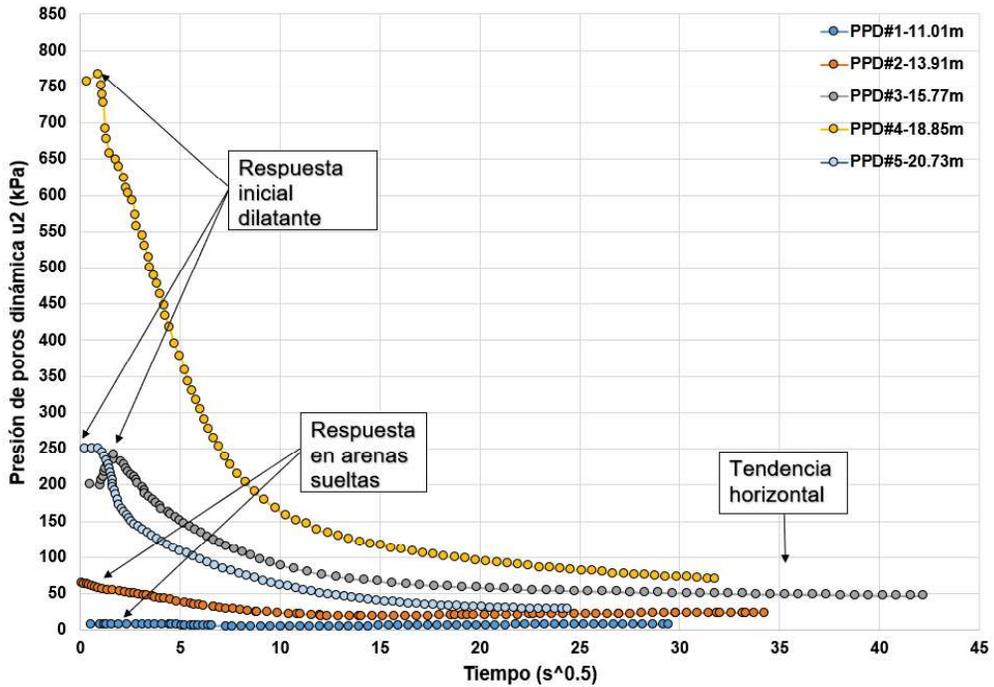


Figura 4.12 Presión de poros dinámica versus el tiempo en el CPTu-03

4.3.4 Niveles de agua

El nivel de agua se estableció con las presiones de poros estáticas (u_0) interpretadas gráficamente con las recomendaciones de Robertson (1998), en cada ensayo CPTu. En la Tabla 4.3 se presentan los resultados de los ensayos de disipación en el ensayo CPTu-01, CPTu-02 y CPTu-03.

Tabla 4.3 Resultados de las presiones de poros estáticas en los ensayos de disipación de presión de poros (Elaboración propia)

Ensayo	Profundidad (m)	Presión de poros estática (u_0) en kPa	Nivel de agua desde superficie (m)	Nivel de agua promedio (m)
CPTu-01	8.96	80	0.81	1.3
	12.06	105	1.36	
	15.12	130	1.87	
	18.22	165	1.4	
	21.31	200	0.92	
	24.41	180	6.06	
	27.50	170	10.17	
CPTu-02	2.88	17	1.15	8.8
	11.88	30	8.82	
	16.22	65	9.59	
	19.30	110	8.09	
	23.42	145	8.64	
	33.92	80	25.77	
	37.09	95	25.43	
	39.17	120	26.94	
CPTu-03	11.01	8	10.19	11.3
	13.91	25	11.36	
	15.77	45	11.18	
	18.85	64	12.33	
	20.73	50	15.63	

De acuerdo con los resultados de la Tabla 4.3, el nivel de agua es variable y va decreciendo desde casi superficial en 0.81m hasta los 26.94m, medidos desde el nivel de superficie. Para cada ensayo CPTu se ha establecido un valor promedio del nivel de agua con 1.3m, 8.8m, 11.3m, en el CPTu-01, CPTu-02 y CPTu-03, respectivamente, los cuales se han establecido considerando patrones similares y tendencias horizontales en los ensayos de disipación.

4.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

La información geotécnica se complementó con tres perforaciones diamantinas geotécnicas realizadas a 1,0 m de distancia de los ensayos CPTu. En estas perforaciones se extrajo un total de treinta y cuatro muestras de relaves para ensayarlas en el laboratorio y clasificarlas según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Con estos ensayos se obtuvieron los porcentajes de arenas y finos en los relaves, los cuales se utilizarán para realizar las calibraciones a la resistencia por punta normalizada para arenas limpias con la $(Q_{tn})_{cs}$ para el método de Robertson (1998), ver sección 3.2.5 y q_{c1Ncs} del método de Idris & Boulanger (2015), ver sección 3.4.3. Es importante indicar que el método de Moss (2006) no requiere un ajuste por contenido de finos para la resistencia por punta normalizada ($q_{c,1}$), tal como se presentó en la sección 3.3.3.

Los resultados de los ensayos estándar en las muestras de relaves extraídos se presentan en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Resultados de ensayos de laboratorio en muestras extraídas en la presa de relaves (Elaboración propia)

CPTu	Muestra	Profundidad (m)		Análisis granulométrico		SUCS
		De	Hasta	Arena (%)	Finos (%)	
CPTu-01	M-01	8.9	9.5	10.8	89.2	CL
	M-02	13.5	14.0	15.3	84.7	CL
	M-03	14.0	14.6	24.9	75.1	CL
	M-04	16.0	16.5	27.2	72.8	CL
	M-05	17.5	18.1	13.2	76.1	CL
	M-06	20.5	21.0	35.4	64.6	CL-ML
	M-07	22.0	22.6	19.5	80.5	CL
	M-08	23.5	24.0	12.5	87.5	CL
	M-09	26.0	26.6	34.4	65.6	CL
CPTu-02	M-01	1.9	3.0	53.8	46.2	SM
	M-02	4.0	4.5	77.8	22.2	SM
	M-03	5.5	6.0	76.0	24.0	SM
	M-04	7.5-	8.0	52.8	47.2	SM
	M-05	9.0	9.5	66.0	34.0	SM

CPTu	Muestra	Profundidad (m)		Análisis granulométrico		SUCS
		De	Hasta	Arena (%)	Finos (%)	
	M-06	12.0	12.5	54.0	46.0	SM
	M-07	14.0	14.5	41.4	58.6	ML
	M-08	15.5	16.1	2.2	97.8	ML
	M-09	17.5	18.0	31.4	68.6	CL-ML
	M-10	19.5	20.0	34.0	66.0	ML
	M-11	23.7	24.3	15.3	84.7	CL
	M-12	27.0	27.5	19.0	81.0	CL
	M-13	29.0	29.6	45.7	54.3	ML
	M-14	33.0	33.5	28.4	71.6	CL
	M-15	34.6	35.1	44.4	55.6	ML
	M-16	36.5	37.1	23.3	76.7	CL-ML
	M-17	37.0	38.0	28.9	71.1	CL-ML
	M-18	39.0	39.5	27.5	72.5	ML
	M-19	40.0	40.5	31.0	69.0	ML
CPTu-03	M-01	6.0	6.5	72.1	27.9	SM
	M-02	9.0	9.5	74.7	25.3	SM
	M-03	12.5	12.7	75.8	24.2	SM
	M-04	15.5	16.1	48.0	52.0	ML
	M-05	18.0	18.5	72.4	27.6	SM
	M-06	20.5	21.1	14.2	85.8	CL

Notas:
SUCS: Sistema Único de Clasificación de Suelos.

4.5 TIPO DE COMPORTAMIENTO DE SUELO EN LOS RELAVES

El tipo de comportamiento de suelo (SBT) se obtiene mediante el índice de comportamiento de suelo (I_c) para las zonas del SBT propuesto por Robertson (2009a). Además, en el 2016 Robertson propone estimar el índice de comportamiento modificado basado en la fragilidad (I_B) para conocer el comportamiento contractivo y dilatante del suelo. La estimación de estos índices se realiza con la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) y la relación de fricción lateral normalizada (F_r). La normalización tiene como datos de entrada a la resistencia por punta corregida (q_i), fricción lateral (f_s), presión de poros dinámica (u_2) y presión de poros estática (u_0) y se realiza siguiendo el procedimiento

indicado en la sección 2.4.3. propuesto por Robertson y Cabal (2015). Con estos parámetros normalizados, se obtiene el índice de comportamiento del suelo (I_c) y el índice de comportamiento modificado del suelo basado en la fragilidad (I_B). Luego estos índices I_c e I_B son ploteados en la gráfica del tipo de comportamiento de suelo de Robertson del año 2009 y 2016, respectivamente (ver, Figura 2.31 y Figura 2.32)

El tipo de comportamiento de suelo (SBT), de la gráfica del tipo de comportamiento de Robertson del 2009, puede ser clasificado como arenas, arenas limosas y limos arenosos, arcillas limosas y limos arcillosos (ver, Figura 2.31). Esta variabilidad depende del esfuerzo de confinamiento actuante en el suelo (σ'_v), su resistencia al corte (resistencia por punta normalizada, Q_{tn}) y la adhesión plástica del contenido de finos (fricción lateral normalizada, F_R).

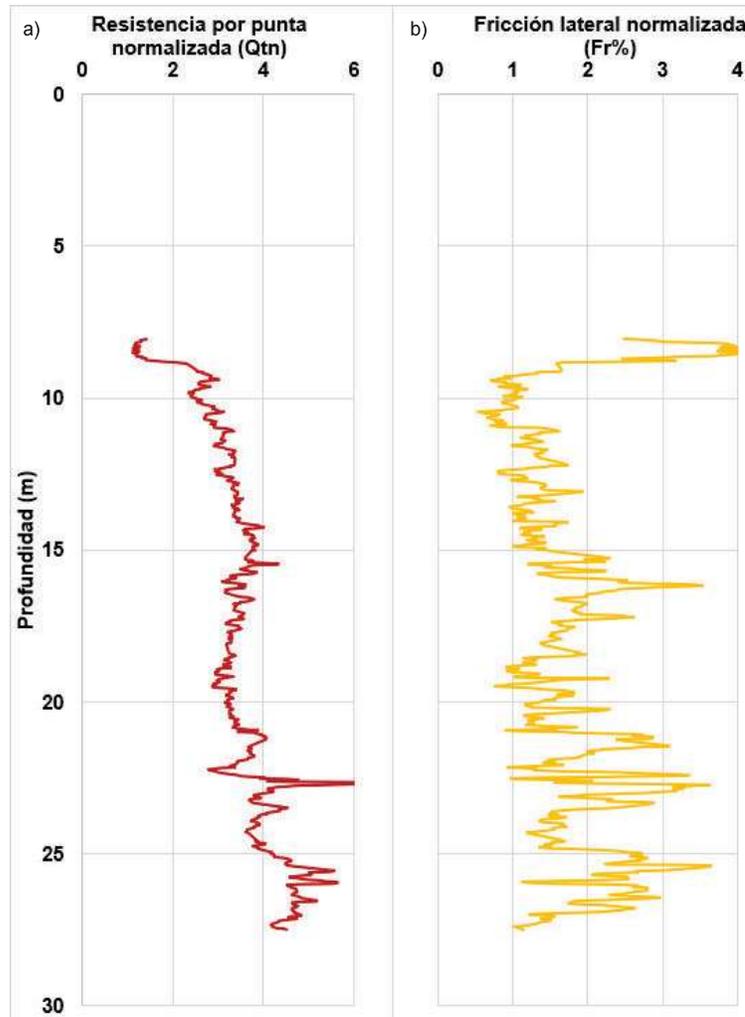
Por otro lado, en el tipo de comportamiento de suelo (SBT) de la gráfica del tipo de comportamiento de Robertson del 2016, que se obtiene con el índice de comportamiento modificado basado en fragilidad (I_B), se renombra las zonas de comportamiento en un enfoque que indica el grado de susceptibilidad de los suelos a licuar. Esta susceptibilidad para licuar se puede predecir con la zona contractiva sensitiva (zona 1), contractiva (zona 2), transicional y dilatante (ver, Figura 2.32).

La zona contractiva sensitiva de los suelos se comporta como lodos o material orgánico muy blando y son muy susceptibles a licuar por flujo o por esfuerzo cíclico (ver, sección 2.1), desarrollando grandes deformaciones y el colapso. La zona contractiva corresponde a suelos con compacidad suelta o consistencia blanda y son susceptibles a licuar principalmente por flujo (ver, sección 2.1.2), desarrollando grandes deformaciones y el colapso. La zona dilatante corresponden a suelos densos, sobreconsolidados o muy cementados que pueden licuar por esfuerzo cíclico (ver, sección 2.1.3), pero no desarrollaran grandes deformaciones ni el colapso. Finalmente, la zona transicional es el paso entre la zona contractiva a dilatante y viceversa, dado que los suelos pueden cambiar su estado dependiendo del esfuerzo de confinamiento aplicado; es decir, un suelo inicialmente dilatante puede volverse contractivo si se cambia la trayectoria de esfuerzos (aumento de carga) y un suelo contractivo puede volverse dilatante si se le resta esfuerzo de confinamiento.

A continuación, se describen y presentan los resultados de resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) y la relación de fricción lateral normalizada (F_r), índice de comportamiento de suelo (I_c), el índice de comportamiento modificado (I_B), y los tipos de comportamiento (SBT), obtenidos de los ensayos CPTu realizados en la presa de relaves.

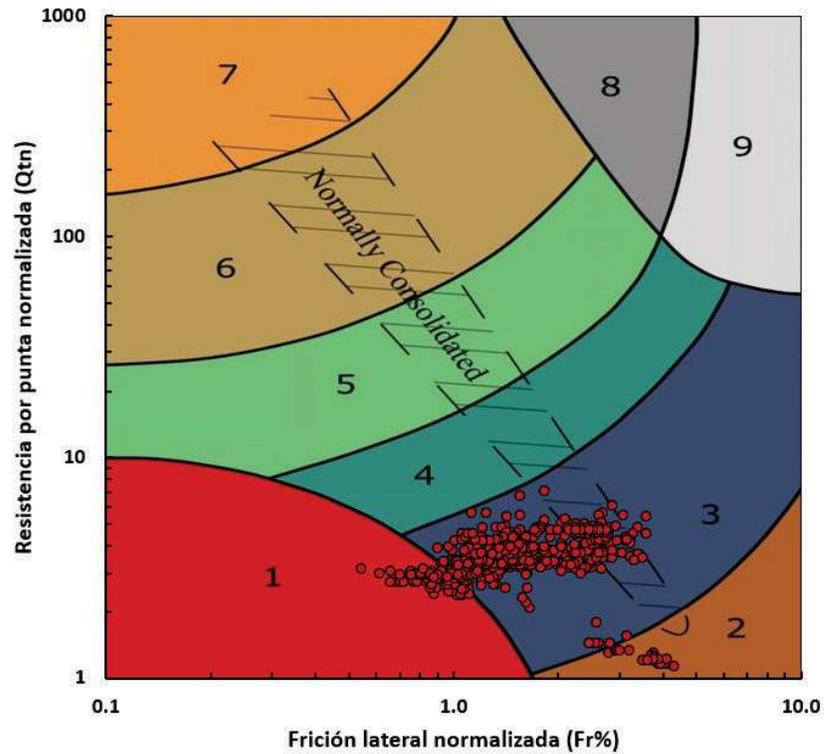
4.5.1 Ensayo CPTu-01

En la Figura 4.13, se presentan los resultados de la variación de la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) y la fricción lateral normalizada (F_r) expresada en porcentaje versus la profundidad del ensayo CPTu-01. Los resultados de la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) presentan valores normalizados entre 1 a 6 y fricción lateral normalizada (F_r) entre 1 a 4%. De acuerdo con Begemann (1965) y Robertson (2009a), valores de $Q_{tn} < 10$ y un $F_r > 1\%$ indican que el tipo de comportamiento corresponde a un suelo blando y con incremento de cohesión o adhesión plástica por el alto contenido de finos ($CF > 35\%$).



Figura°4.13 Resultados de parámetros normalizados del CPTu-01.
a) resistencia por punta normalizada b) fricción lateral normalizada

En la Figura 4.14, se han ploteado los resultados obtenidos de resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) y la fricción lateral normalizada (F_r) en la gráfica del tipo de comportamiento de Robertson (2009a); con ello, se puede determinar el tipo de comportamiento de suelo (SBT). El 87% de los datos se agrupan en la zona 3 que indica un tipo de comportamiento como arcilla a arcilla limosa, el 10% en la zona 1 que indica un tipo de comportamiento como arcillas sensitivas y 3% en la zona 2 que indica un tipo de comportamiento como suelo orgánico (ver, Figura 4.14).



SBT legend

- | | | |
|--|---|---|
| ■ 1. Sensitive fine grained | ■ 4. Clayey silt to silty clay | ■ 7. Gravelly sand to sand |
| ■ 2. Organic material | ■ 5. Silty sand to sandy silt | ■ 8. Very stiff sand to clayey sand |
| ■ 3. Clay to silty clay | ■ 6. Clean sand to silty sand | ■ 9. Very stiff fine grained |

Figura°4.14 Resultado del tipo de comportamiento del suelo del ensayo CPTu-01

El perfil geotécnico del ensayo CPTu-01, indica que hasta los 8.0 m se encontró un material muy granular, probablemente suelos con un porcentaje de gravas mayor al 10%. Luego desde los 8 a 8.6 m clasifica como suelo orgánico, con $I_c > 3.0$. Subyacen arcillas hasta los 9.2 m de profundidad, con $2.7 < I_c < 3.2$. Seguidamente continúan arcillas sensitivas hasta los 11.0 m de profundidad, con I_c promedio igual a 3.1. Finalmente, hasta los 27.5 m de profundidad se presentan arcillas con $2.7 < I_c < 3.2$ y lentes de 10 cm de arcillas sensitivas. Los resultados del tipo de comportamiento del suelo del ensayo CPTu-01 versus la profundidad, basado en la gráfica del tipo de comportamiento de Robertson (2009), se presenta en la Figura°4.15.

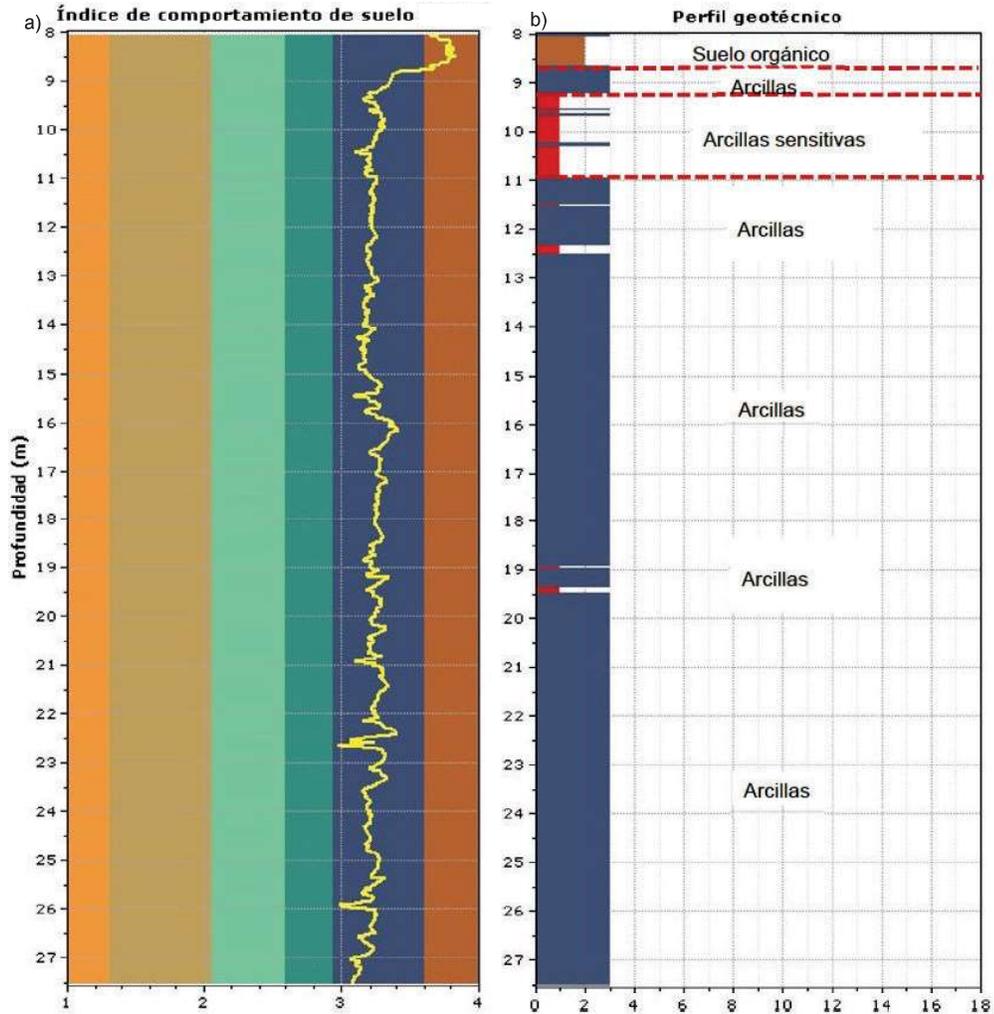
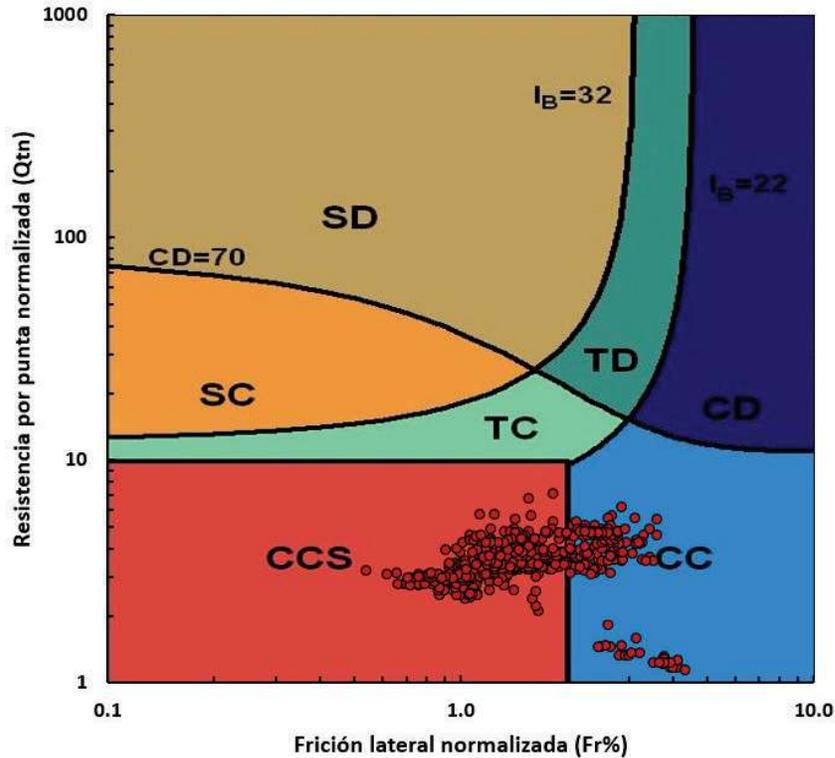


Figura 4.15 Resultados del tipo de comportamiento del suelo versus la profundidad del ensayo CPTu-01. a) índice de comportamiento de suelo (Ic) b) perfil geotécnico.

En la Figura 4.16, se han ploteado los resultados obtenidos de resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) y la fricción lateral normalizada (F_r) en la gráfica del tipo de comportamiento de Robertson (2016); con ello, se puede determinar el tipo de comportamiento de suelo modificado (SBT). El 87% de los datos se agrupan en la zona 1 (CCS) que indica un tipo de comportamiento como arcillas contractivas sensitivas y el 13% en la zona 2 (CC) que indica un tipo de comportamiento como arcillas contractivas (ver, Figura 4.16).

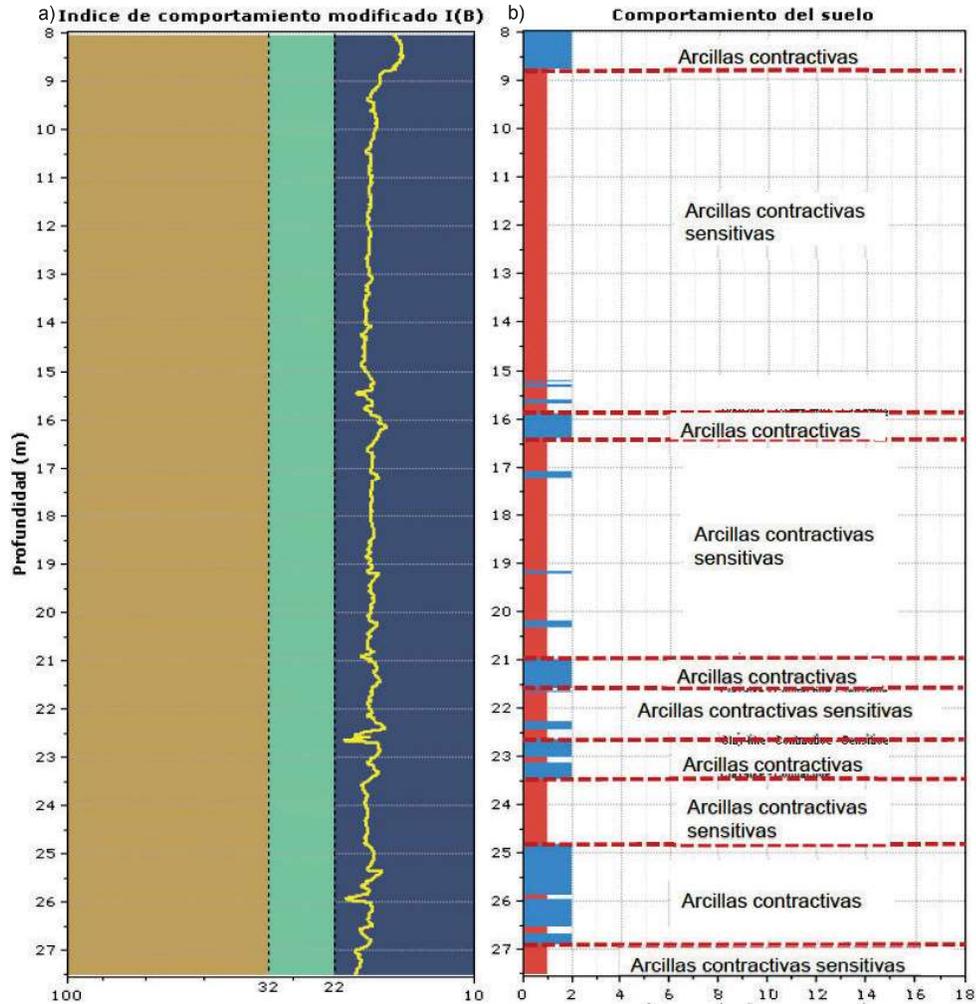


Mod. SBTn legend

- | | | |
|--|---|--|
| ■ 1. CCS: ClayLike - Contractive, Sensitive | ■ 4. TC: Transitional - Contractive | ■ 7. SD: Sand-like - Dilative |
| ■ 2. CC: Clay-like - Contractive | ■ 5. TD: Transitional - Dilative | |
| ■ 3. CD: Clay-Like: Dilative | ■ 6. SC: Sand-like - Contractive | |

Figura°4.16 Resultado del tipo de comportamiento modificado del ensayo CPTu-01

Para el tipo de comportamiento basado en la fragilidad se identifican arcillas contractivas hasta los 8.6 m de profundidad, con I_B promedio de 16. Luego arcillas contractivas sensitivas, con intercalaciones de arcillas contractivas de 50 cm de espesor, con I_B promedio de 18, hasta los 24.8 m de profundidad. Continúan arcillas contractivas, con I_B promedio de 19, hasta los 26.8 m de profundidad. Finalmente, hasta los 27.5 m de profundidad el suelo se comportaría como arcillas sensitivas, con I_B promedio de 20. Los resultados del tipo de comportamiento del suelo del ensayo CPTu-01 versus la profundidad, basado en la fragilidad de la gráfica del tipo de comportamiento de Robertson (2016), se presenta en la Figura°4.17.

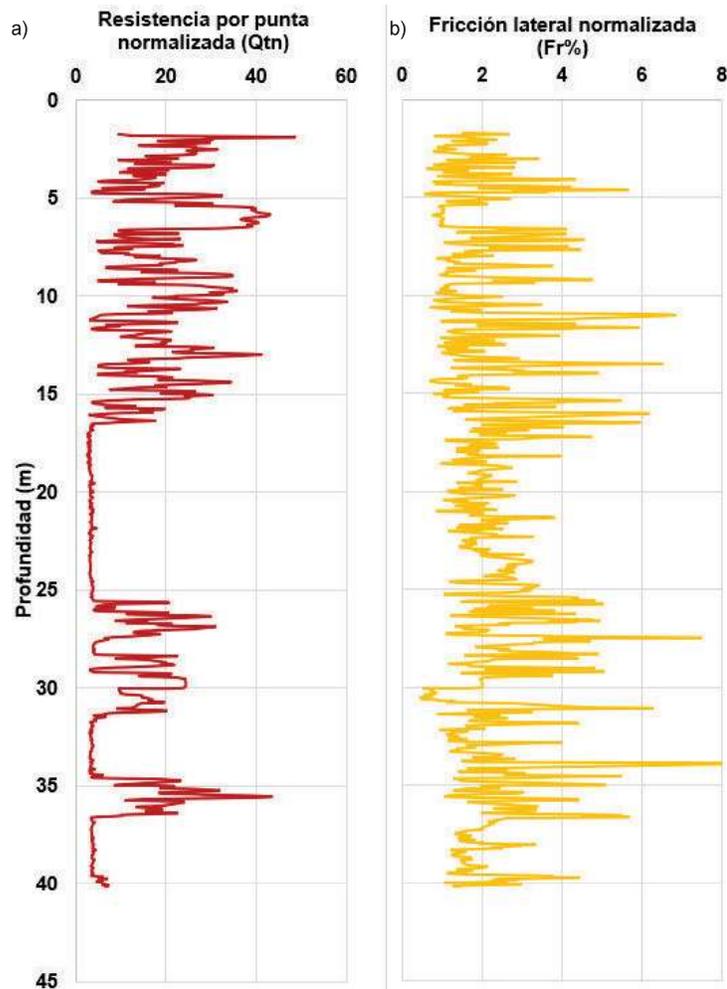


Figura°4.17 Resultado del tipo de comportamiento de suelo modificado versus la profundidad, del ensayo CPTu-01. a) índice de comportamiento de suelo modificado (I_B) b) perfil geotécnico.

4.5.2 Ensayo CPTu-02

En la Figura 4.18, se presenta los resultados de la variación de la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) y la fricción lateral normalizada (F_r) expresada en porcentaje versus la profundidad del ensayo CPTu-02. Los resultados de la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) presentan valores promedio de 20 y fricción lateral normalizada (F_r) promedio de 3%, hasta los 16.5m de profundidad. Luego la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) promedio es de 4 y fricción lateral normalizada (F_r) promedio es de 2%, hasta los 25.5m de profundidad. En el tramo 25.5m a 32 m, la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) promedio es de 15 y la

fricción lateral normalizada (F_r) promedio de 1%. En el tramo 32m a 34.5 m, la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) promedio es de 4 y la fricción lateral normalizada (F_r) promedio de 2%. En el tramo 34.5m a 36.5 m, la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) promedio es de 20 y la fricción lateral normalizada (F_r) promedio de 2%. Finalmente, en el tramo 36.5m a 40.2 m, la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) promedio es de 4 y la fricción lateral normalizada (F_r) promedio de 1.5%. De acuerdo con Begemann (1965) y Robertson (2009a), valores de $Q_{tn} < 10$ y un $F_r > 1\%$ indican que el tipo de comportamiento corresponde a un suelo blando y con incremento de cohesión o adhesión plástica por el alto contenido de finos ($CF > 35\%$); por otro lado, valores de $Q_{tn} > 10$ y un $F_r > 1\%$ indicarían un comportamiento arenoso, pero con incremento de cohesión.



Figura°4.18 Resultados de parámetros normalizados del CPTu-02.
a) resistencia por punta normalizada b) fricción lateral normalizada

En la Figura 4.19, se han planteado los resultados obtenidos de resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) y la fricción lateral normalizada (F_r) en la gráfica del tipo de comportamiento de Robertson (2009a); con ello, se puede determinar el tipo de comportamiento de suelo (SBT). El 88% de los datos se agrupan en la zona 3 que indica un tipo de comportamiento como arcilla a arcilla limosa, el 7% en la zona 4 que indica un tipo de comportamiento como limos arcillosos a arcillas limosas y 5% en la zona 5 que indica un tipo de comportamiento como limos arenosos a arenas limosas (ver, Figura 4.19).

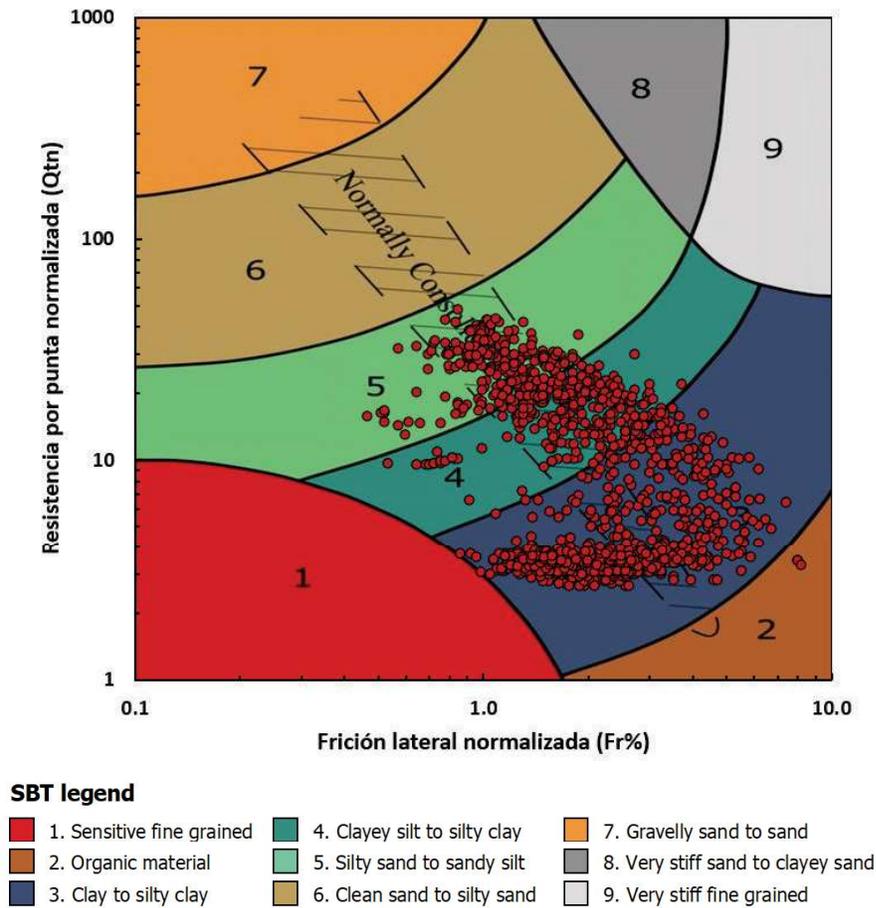
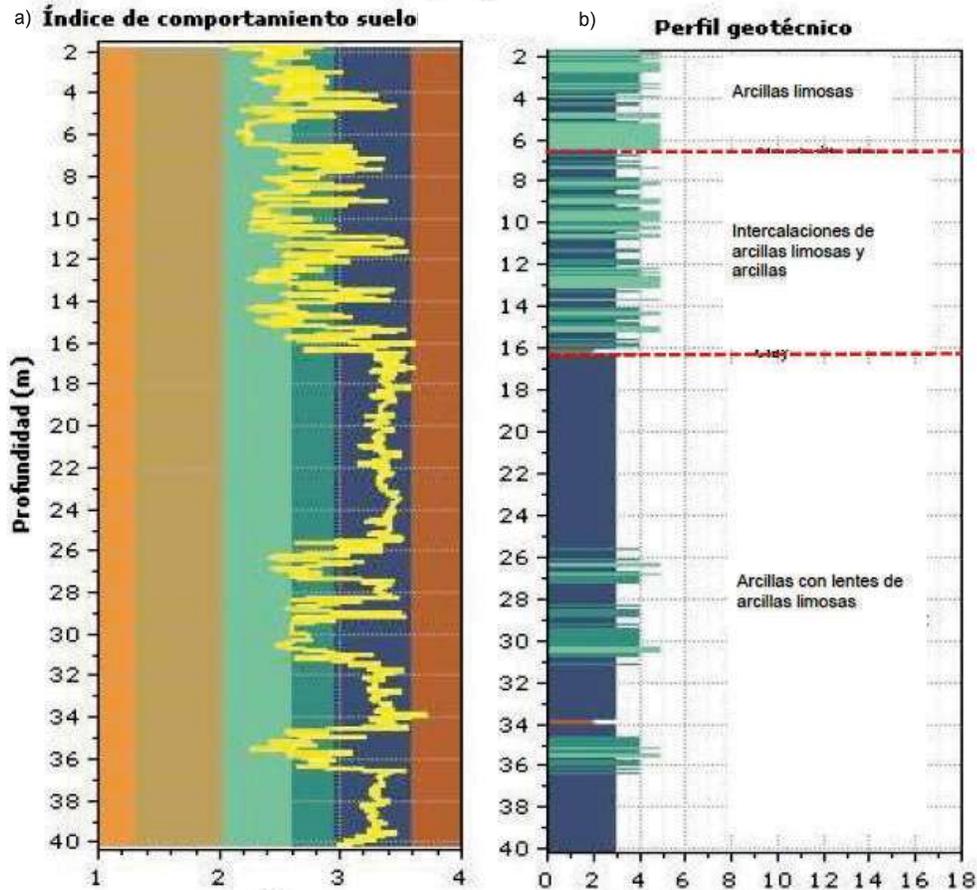


Figura 4.19 Resultado del tipo de comportamiento del suelo del ensayo CPTu-02

El perfil geotécnico del ensayo CPTu-02, indica que hasta los 1.7 m se encontró un material muy granular, probablemente suelos con un porcentaje de gravas mayor al 10%. Luego hasta los 6.5 m clasifica como arcillas limosas, con $2.1 < I_c < 2.7$ y un lente de arcilla de 25 cm de espesor. Subyacen intercalaciones de arcillas limosas, con $2.1 < I_c < 2.7$, y arcillas, con $2.7 < I_c < 3.4$, hasta los 16.5 m de

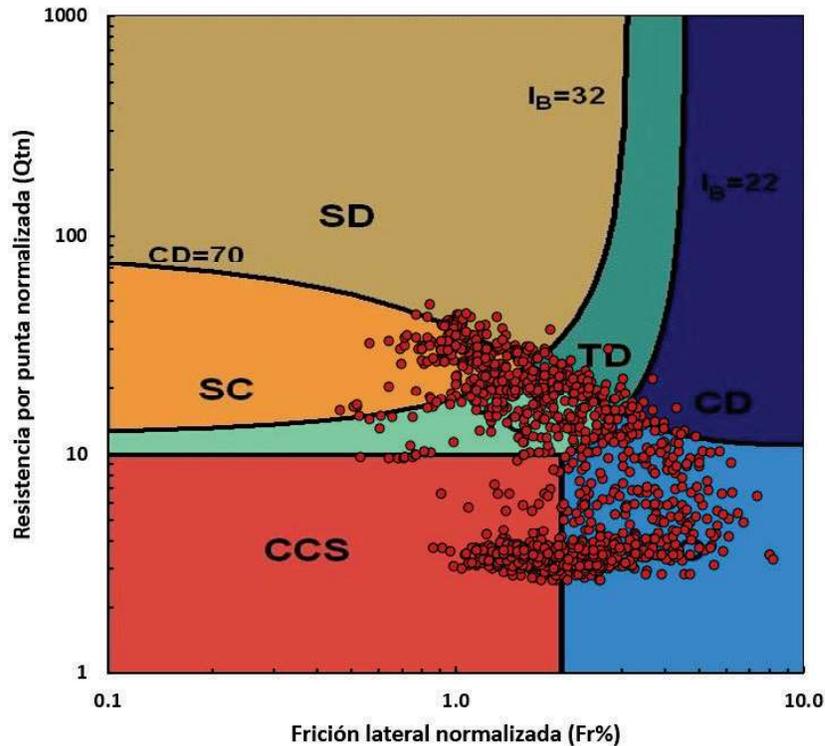
profundidad. Finalmente continúan arcillas, con I_c promedio de 3.4, hasta los 40.2 m de profundidad con lentes de hasta 50 cm de espesor que se comportan como arcillas limosas con I_c promedio de 2.4. Los resultados del tipo de comportamiento del suelo versus la profundidad del ensayo CPTu-02, basado en la gráfica del tipo de comportamiento de Robertson (2009a), se presenta en la Figura°4.20.



Figura°4.20 Resultado del tipo de comportamiento del suelo versus la profundidad del ensayo CPTu-02: a) índice de comportamiento de suelo (I_c) b) perfil geotécnico.

En la Figura 4.21, se han plotado los resultados obtenidos de resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) y la fricción lateral normalizada (F_r) en la gráfica del tipo de comportamiento de Robertson (2016); con ello, se puede determinar el tipo de comportamiento de suelo modificado (SBT). El 38% de los datos se agrupan en la zona 2 que indica un tipo de comportamiento como arcillas contractivas, el 24% en la zona 1 que indica un tipo de comportamiento como arcillas contractivas

sensitivas, el 19% de los datos se agrupan en la zona 4 que indica un tipo de comportamiento como transicional contractivo. En porcentajes menores de 10% los datos se agrupan en la zona 6 (SC-arenas contractivas), zona 7 (SD-arenas dilatantes) y zona 3 (CD-arcillas dilatantes).



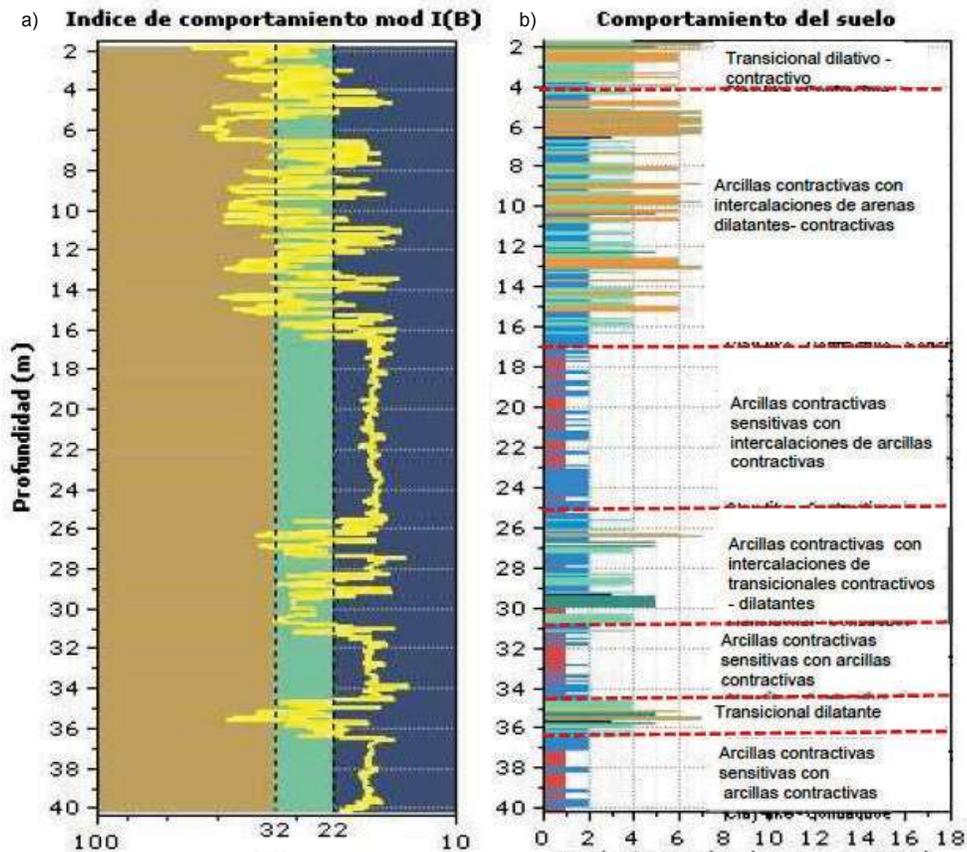
Mod. SBTn legend

- | | | |
|--|---|--|
| ■ 1. CCS: ClayLike - Contractive, Sensitive | ■ 4. TC: Transitional - Contractive | ■ 7. SD: Sand-like - Dilative |
| ■ 2. CC: Clay-like - Contractive | ■ 5. TD: Transitional - Dilative | |
| ■ 3. CD: Clay-Like: Dilative | ■ 6. SC: Sand-like - Contractive | |

Figura 4.21 Resultado del tipo de comportamiento del suelo modificado del ensayo CPTu-02

Para el tipo de comportamiento basado en la fragilidad de Robertson (2016) se identifican comportamientos transicionales dilatantes y contractivos, con I_B promedio de 27, hasta los 4 m de profundidad. Luego arcillas contractivas, con I_B promedio de 18 e intercalaciones de arenas dilatantes o contractivas de hasta 40 cm de espesor, hasta los 17 m de profundidad. Continúan arcillas contractivas sensitivas, con I_B promedio de 18 e intercalaciones de arcillas contractivas de 0.5 m de espesor, hasta los 25 m de profundidad. Seguidamente, se presentan arcillas contractivas, con I_B promedio de 18 e intercalaciones de suelos transicionales contractivos o dilatantes de 50 cm de espesor, hasta los 31 m de

profundidad. Después, de 31 m a 34.5 m, se presentan arcillas contractivas sensitivas, con I_B promedio de 18 y lentes de arcillas contractivas de 25 cm de espesor. Desde los 34.5 m hasta los 36.5, se presentan suelos transicionales dilatantes con I_B promedio de 32. Finalmente, hasta los 40.2 m de profundidad el suelo se comportaría como arcillas sensitivas a arcillas contractivas con I_B promedio de 18. Los resultados del tipo de comportamiento del suelo versus la profundidad del ensayo CPTu-02, basado en la fragilidad gráfica de Robertson (2016), se presenta en la Figura°4.22.

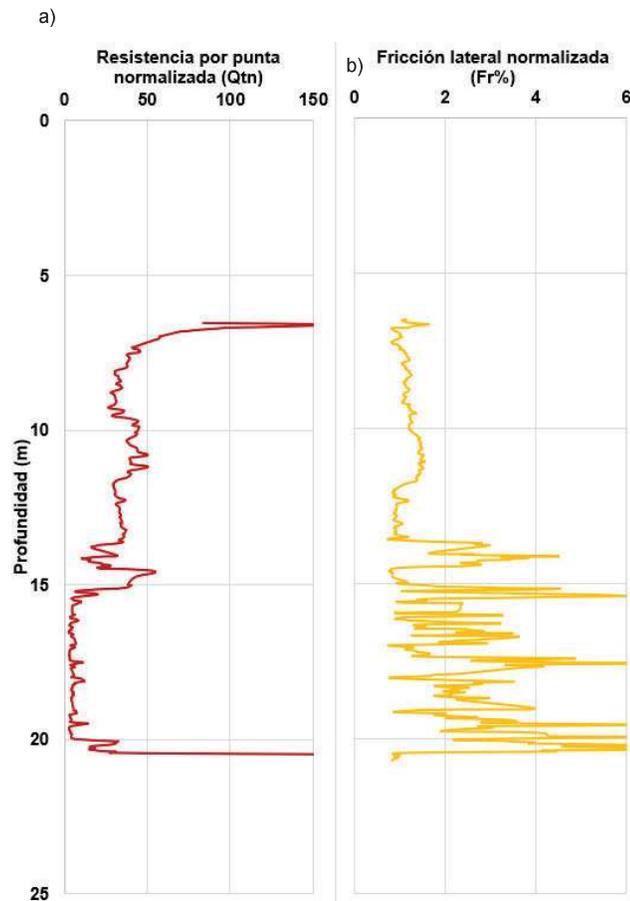


Figura°4.22 Resultado del tipo de comportamiento de suelo modificado versus la profundidad, del ensayo CPTu-02. a) índice de comportamiento de suelo modificado (I_B) b) perfil geotécnico.

4.5.3 Ensayo CPTu-03

En la Figura 4.23, se presenta los resultados de la variación de la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) y la fricción lateral normalizada (F_r) expresada en

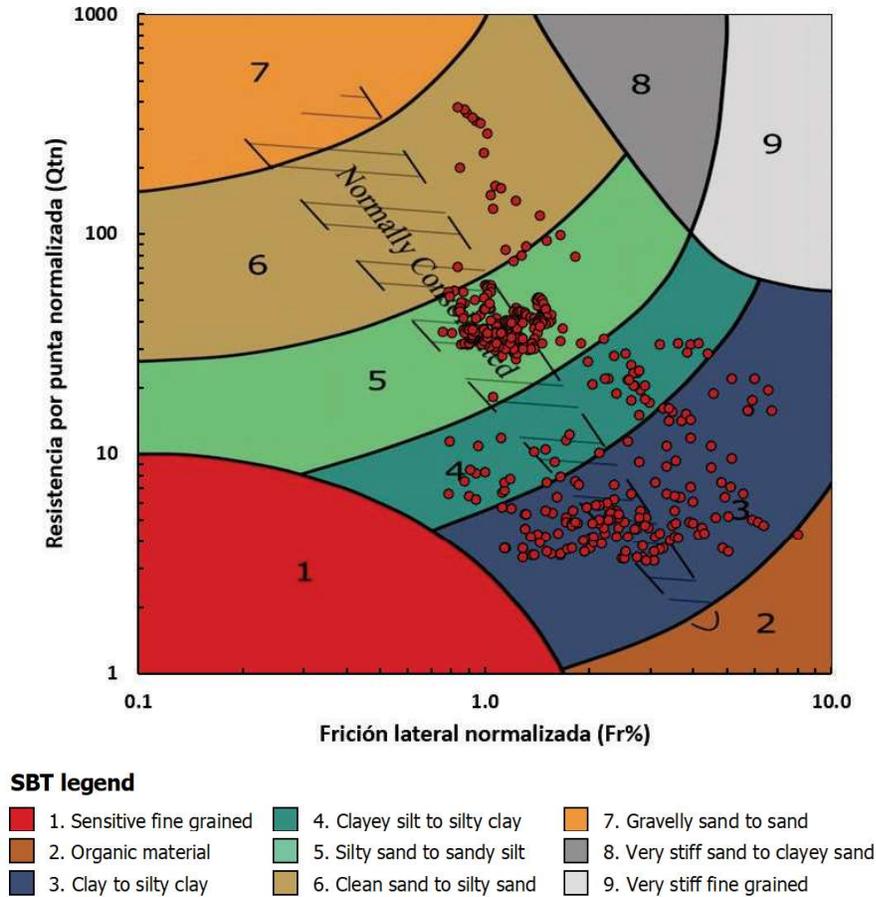
porcentaje versus la profundidad del ensayo CPTu-03. Los resultados de la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) presentan valores promedio de 40 y fricción lateral normalizada (F_r) promedio de 1%, hasta los 15m de profundidad. Luego la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) promedio es de 4 y fricción lateral normalizada (F_r) promedio es de 3%, hasta los 20.7m de profundidad. De acuerdo con Begemann (1965) y Robertson (2009a), valores de $Q_{tn} < 10$ y un $F_r > 1\%$ indican que el tipo de comportamiento corresponde a un suelo blando y con incremento de cohesión o adhesión plástica por el alto contenido de finos ($CF > 35\%$); por otro lado, valores de $Q_{tn} > 10$ y un F_r igual a 1% indicarían un comportamiento arenoso, con menos de 35% en contenido de finos.



Figura°4.23 Resultados de parámetros normalizados del CPTu-03.
a) resistencia por punta normalizada b) fricción lateral normalizada

En la Figura 4.24, se han plotado los resultados obtenidos de resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) y la fricción lateral normalizada (F_r) en la gráfica del tipo de comportamiento de Robertson (2009); con ello, se puede determinar el tipo de

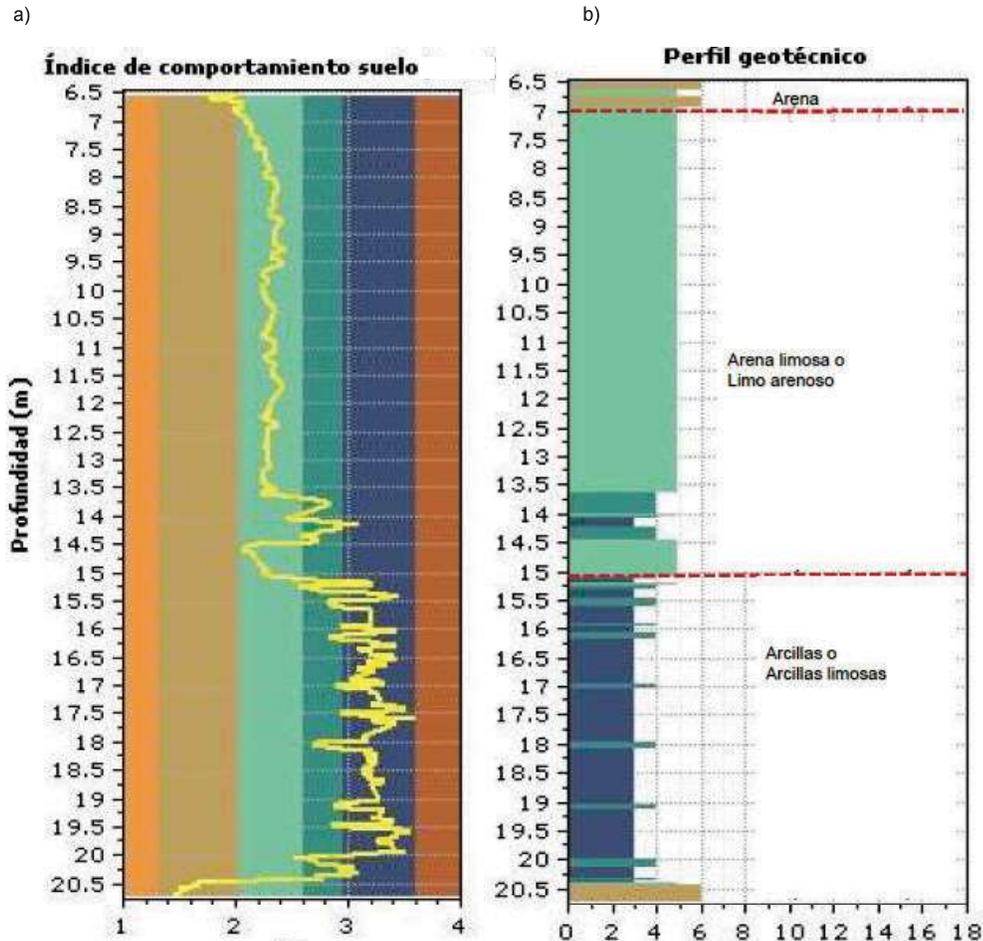
comportamiento de suelo (SBT). El 55% de los datos se agrupan en la zona 5 que indica un tipo de comportamiento como arena limosa a limo arenoso, el 31% en la zona 3 que indica un tipo de comportamiento como arcilla a arcillas limosas, el 10% en la zona 4 que indica un tipo de comportamiento como limos arcillosos a arcillas limosas y el 4% en a zona 6 que indica un tipo de comportamiento como arenas (ver, Figura 4.24).



Figura°4.24 Resultado del tipo de comportamiento del suelo del ensayo CPTu-03

El perfil geotécnico del ensayo CPTu-03, indica que hasta los 6.5 m se encontró un material muy granular, probablemente suelos con un porcentaje de gravas mayor al 10% o materiales de rellenos que no conformarían la matriz del suelo. Luego desde los 6.5 a 7 m clasifica como arena con I_c promedio igual a 2. Subyacen arenas limosas o limos arenosos, con I_c promedio igual a 2.4, hasta los 15 m de profundidad. Finalmente, hasta los 20.7 m de profundidad se presentan arcillas con lentes de arcillas limosas de 20 cm de espesor, con I_c promedio igual

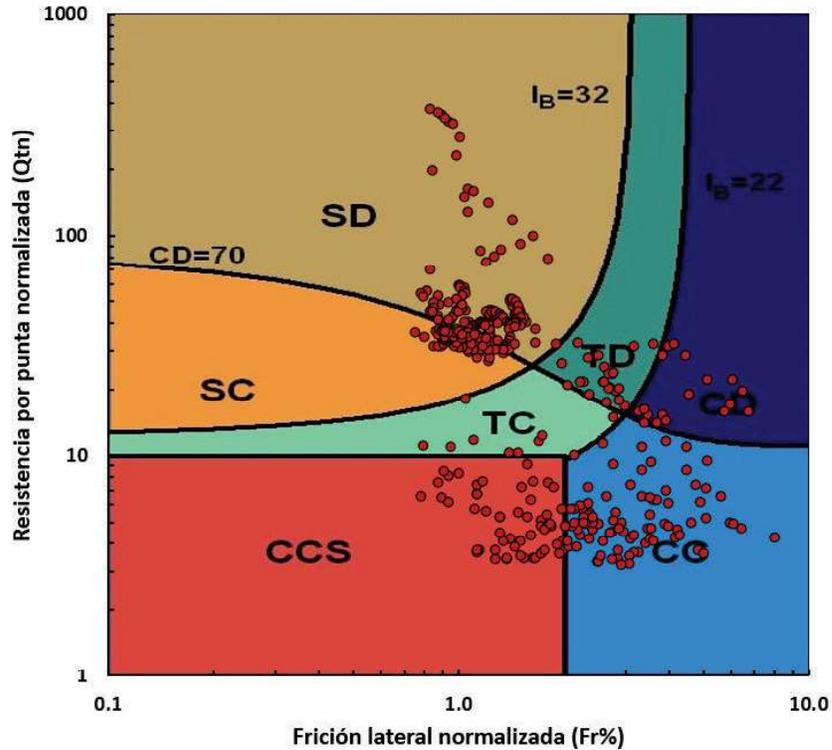
a 3.4. Los resultados del tipo de comportamiento del suelo versus la profundidad del ensayo CPTu-03, basado en la gráfica del tipo de comportamiento de Robertson (2009a), se presenta en la Figura°4.25.



Figura°4.25 Resultado del tipo de comportamiento del suelo versus la profundidad del ensayo CPTu-03. a) índice de comportamiento de suelo (Ic) b) perfil geotécnico.

En la Figura 4.26, se han planteado los resultados obtenidos de resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) y la fricción lateral normalizada (F_r) en la gráfica del tipo de comportamiento de Robertson (2016); con ello, se puede determinar el tipo de comportamiento de suelo modificado (SBT). El 36% de los datos se agrupan en la zona 7 que indica un tipo de comportamiento como arenas dilatantes, el 22% en la zona 6 que indica un tipo de comportamiento como arenas contractivas, el 20% de los datos se agrupan en la zona 2 que indica un tipo de comportamiento como arcillas contractivas. En porcentajes menores de 10% los datos se agrupan en la

zona 1 (CCS-arcillas contractivas sensitivas), zona 5 (TD-transicional dilatantes) y zona 4 (TC-transicional contractivas).



Mod. SBTn legend

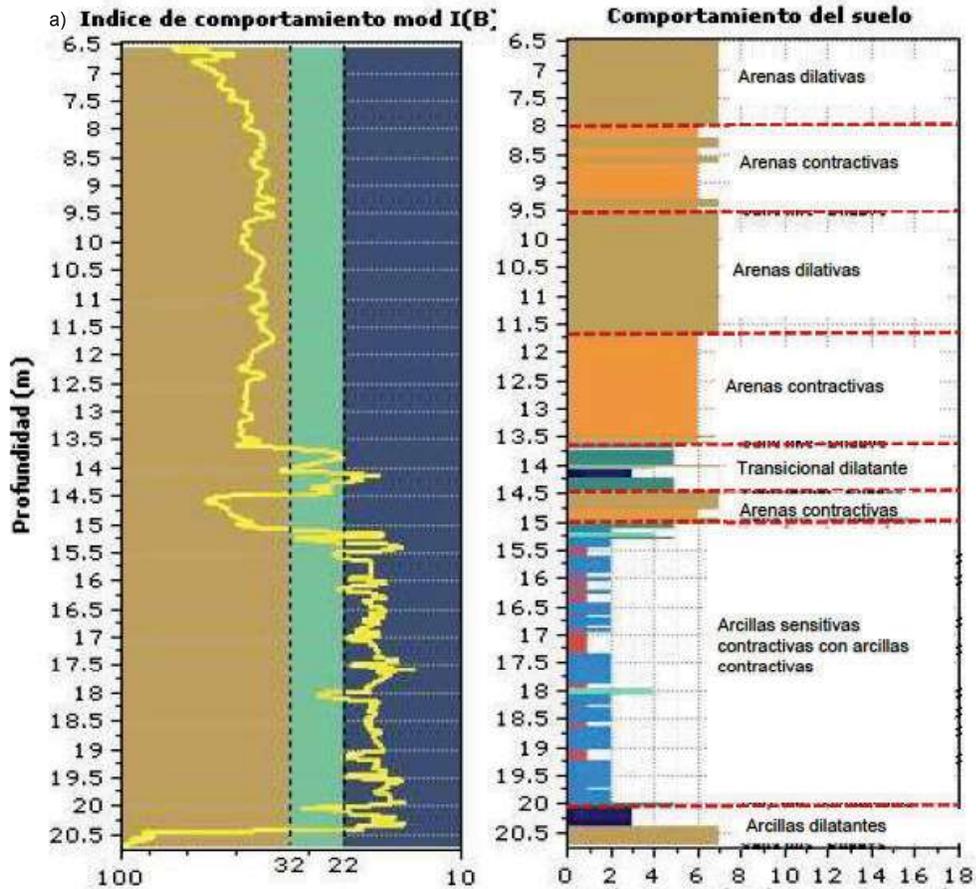
- | | | |
|--|---|--|
| ■ 1. CCS: ClayLike - Contractive, Sensitive | ■ 4. TC: Transitional - Contractive | ■ 7. SD: Sand-like - Dilative |
| ■ 2. CC: Clay-like - Contractive | ■ 5. TD: Transitional - Dilative | |
| ■ 3. CD: Clay-Like: Dilative | ■ 6. SC: Sand-like - Contractive | |

Figura 4.26 Resultado del tipo de comportamiento del suelo modificado del ensayo CPTu-03

Para el tipo de comportamiento basado en la fragilidad se identifican arenas dilatantes, con I_B promedio de 60, hasta los 8 m de profundidad. Luego arenas contractivas, con I_B promedio de 45, hasta los 9.5 m de profundidad. Continúan arenas dilatantes, con I_B promedio de 45, hasta los 11.8 m de profundidad. Seguidamente, se presentan arenas contractivas, con I_B promedio de 45, hasta los 13.8 m de profundidad. Desde los 13.8 m hasta los 14.5 m de profundidad, se presentan suelos transicionales dilatantes con I_B promedio de 27. Subyace una capa de 50 cm de espesor de arenas contractivas, con I_B promedio de 45, hasta los 15 m de profundidad. De los 15 m a 20 m se presentan arcillas contractivas con arcillas contractivas sensitivas con I_B promedio de 18. Finalmente, hasta los 20.7 m de profundidad el suelo se comportaría como arcillas y arenas dilatantes,

con I_B promedio de 18 y 90, respectivamente. Los resultados del tipo de comportamiento del suelo versus la profundidad del ensayo CPTu-03, basado en la fragilidad gráfica de Robertson (2016), se presenta en la Figura°4.27.

b)



Figura°4.27 Resultado del tipo de comportamiento de suelo modificado versus la profundidad, del ensayo CPTu-03. a) índice de comportamiento de suelo modificado (I_B)
b) perfil geotécnico.

4.6 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

La caracterización geotécnica consiste en representar una sección principal de la presa de relaves, considerando el tipo de comportamiento geotécnico de los materiales que la conforman, así como sus propiedades físicas y mecánicas obtenidos de los ensayos de CPTu distribuidos en la presa. Para construir la sección geotécnica representativa se ha sectorizado desde el vaso de la presa (aguas arriba) hasta el dique de arenas (aguas abajo); en donde se ha discretizado tres tipos de estratos de suelos como los relaves gruesos, relaves finos y material

granular hasta el contacto con el basamento rocoso. Los relaves gruesos clasifican como arenas limosas (SM) y limos arenosos (ML), ambos tienen una relación fricción lateral normalizada (F_r) de 1%, I_c menor que 2.7 y resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) entre 15 a 30. Los relaves finos clasifican como arcilla de baja plasticidad (CL), arcillas limosas (CL-ML), ambos tienen una relación fricción lateral normalizada (F_r) de 3%, I_c mayor que 2.7 y resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) menor de 4. El material granular corresponde a suelos muy densos o contacto con el basamento rocoso, donde el piezocono indica rechazo. Asimismo, el nivel de agua o presión de poros estática (u_0) fue determinado siguiendo las recomendaciones de Powell & Quaternman (1998), Robertson (1998) y Teh & Houlsby (1991) para interpretar el nivel de equilibrio de las disipaciones de presión de poros y establecer los comportamientos de drenaje de los suelos.

A continuación, se presenta a detalle la descripción geotécnica de los estratos que conforman la sección geotécnica de la presa de relaves.

4.6.1 Relaves gruesos

Los relaves gruesos clasifican según el SUCS como arenas limosas (SM) y limos arenosos (ML), el porcentaje de arenas es de 41.4% a 77.8% y finos es de 22.2% a 58.6%. Los parámetros de resistencia indican que la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) se encuentra entre 15 a 30 indicando una compactidad suelta a compacta y la fricción lateral normalizada (F_r) es en promedio 1% indicando un comportamiento no plástico, según el criterio de Begemann (1965). El índice de comportamiento de suelo de Robertson 2009 varía entre 2.2 a 2.7 y el índice de comportamiento modificado basado en la fragilidad (IB) de Robertson 2016 varía entre 27 a 45. El tipo de comportamiento de suelo (SBT) para el estrato de relaves gruesos indica que se comportaría como una arena limosa a limo arenoso de la zona 5 y 6 del gráfico del tipo de comportamiento de Robertson (2009a); por otro lado, para el tipo de comportamiento de Robertson (2016), este estrato tiene comportamiento de una arena contractiva, la cual sería muy susceptible a la licuación, según Robertson (1998).

Los ensayos de disipación de presión de poros indican que este estrato tiene condición de drenaje pobre y permeabilidad baja, según Casagrande y Fadum

(1940), con comportamiento de una arena suelta contractiva, de acuerdo con lo indicado en la sección 2.5.1. Por otro lado, en este estrato el nivel de agua se estableció entre los 8.8 m, en el vaso de la presa y a los 11.3 m, en el dique de arena, ambos medidos desde el nivel de superficie.

4.6.2 Relaves finos

Los relaves finos clasifican según el SUCS como arcillas de baja plasticidad (CL) y arcilla limosa (CL-ML), el porcentaje de arenas es de 10.8% a 45.7% y finos es de 54.3% a 89.2%; por lo que, la fracción fina domina la matriz, según el criterio de Mitchell y Soga (2005). Los ensayos de disipación de presión de poros indican que este estrato tiene condición de drenaje pobre y permeabilidad muy baja, según Casagrande y Fadum (1940), con comportamiento de una arcilla normalmente consolidada contractiva, de acuerdo con lo indicado en la sección 2.5.1. Por otro lado, en este estrato el nivel de agua se estableció entre los 1.3 m medido desde el nivel de superficie, en el vaso de la presa y decrece hacia aguas abajo, en el dique de arena. Los parámetros de resistencia indican que la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) se encuentra entre 2 a 4 indicando una consistencia muy blanda a blanda y la fricción lateral normalizada (F_r) es en promedio 3% indicando un comportamiento plástico, según el criterio de Begenmann (1965). El índice del comportamiento de suelo de Robertson 2009 varía entre 3.2 a 3.4 y el índice de comportamiento modificado basado en la fragilidad (I_B) de Robertson 2016 varía entre 16 a 18. El tipo de comportamiento de suelo (SBT) para el estrato de relaves finos indica que se comportaría como una arcilla a arcilla limosa de la zona 3 y 4 del gráfico del tipo de comportamiento de Robertson (2009a); por otro lado, para el tipo de comportamiento de Robertson (2016), este estrato tiene comportamiento de una arcilla contractiva sensitiva, la cual sería muy susceptible a la licuación por ablandamiento cíclico según Idriss y Boulanger (2008).

4.6.3 Material granular

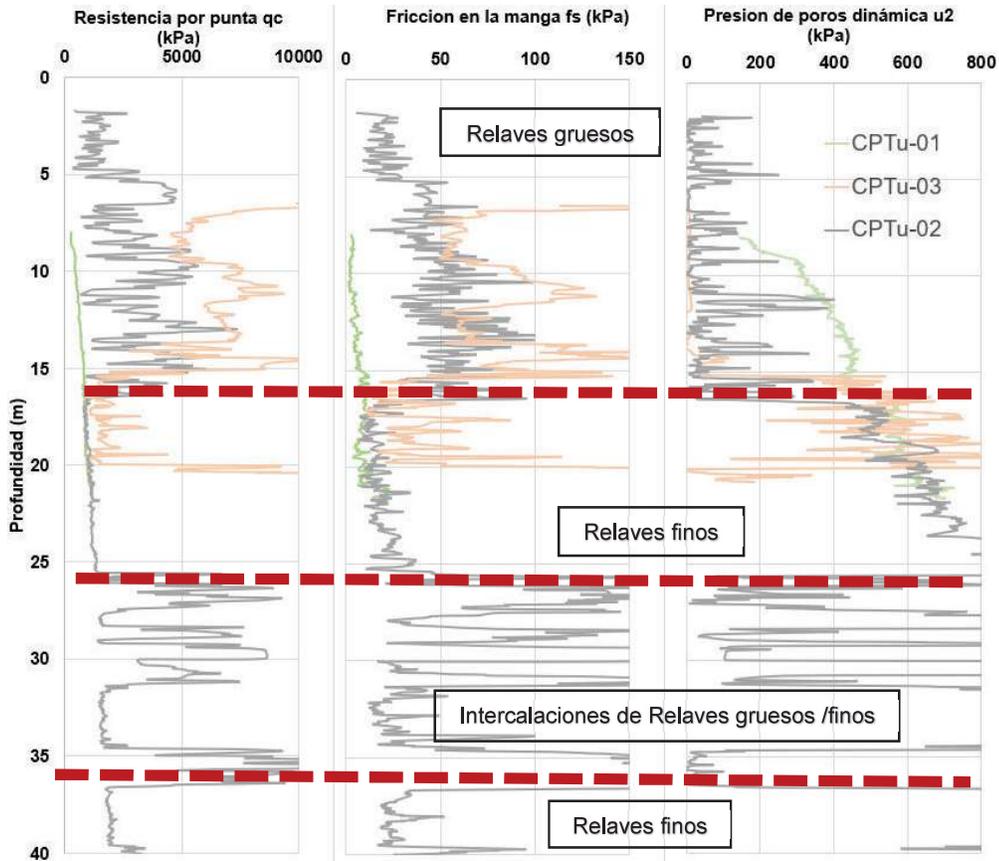
El material granular corresponde a suelos gruesos que probablemente tienen más del 10% de contenido en gravas o corresponden a suelos muy densos con tamaños de partícula mayores que 1". En estos tramos, el piezocono (CPTu) no pudo registrar datos de resistencia por punta (q_c) y relación de fricción lateral (f_s)

y presiones de poros dinámicas (u_2). Este estrato corresponde a la cobertura que se le ha colocado a la presa de relaves como proceso de cierre. Por tanto, este estrato se considera conservadoramente como no susceptible al fenómeno de licuación.

4.6.4 Sección geotécnica

Con los estratos definidos en las secciones anteriores, se ha construido el modelo geotécnico para la evaluación del potencial de licuación. Los estratos resultaron ser susceptibles a la licuación, de acuerdo con el tipo de comportamiento de suelo (SBT) de Robertson (2016). Por lo tanto, con esta sección geotécnica se evaluará el potencial de licuación de la presa de relaves.

Para discretizar los estratos de relaves se utilizaron las propiedades de resistencia por punta (q_c) fricción lateral (f_s) y presión de poros dinámica (u_2). Estos tres parámetros de resistencia han son ploteados en simultáneo para unificar los ensayos CPTu-01, CPTu-02 y CPTu-03. En la Figura°4.28 se presenta la superposición de la resistencia por punta (q_c), fricción lateral (f_s), presión de poros dinámica (u_2) del CPTu-01, CPTu-02 y CPTu-03, realizados en la presa de relaves.

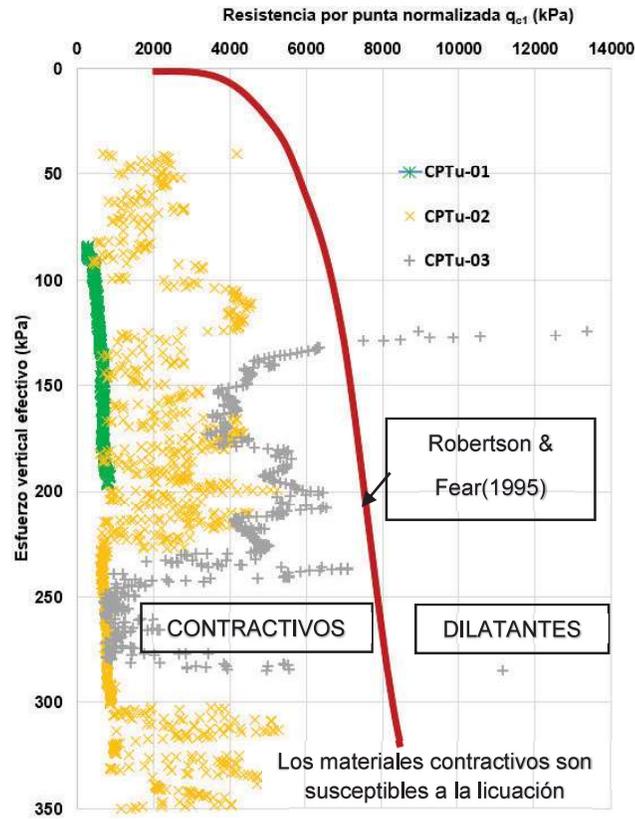


Figura°4.28 Superposición de la resistencia por punta (q_c), fricción lateral (f_s), presión de poros dinámica (u_2) de los tres ensayos CPTu (Elaboración propia)

Por otro lado, se utilizó el límite propuesto por Robertson y Fear (1995) para verificar el comportamiento contractivo o dilatante de los relaves. Este límite fue realizado para suelos arenosos con porcentajes de finos menores al 15%; por lo tanto, solo se utiliza la resistencia por punta corregida por confinamiento (q_{c1}), la cual, no tiene adicionada la resistencia por la influencia por contenido de finos (Δq_c). En la presente investigación se utilizará este límite para verificar el comportamiento contractivo o dilatante de los relaves y estimar su susceptibilidad a la licuación en caso correspondan a materiales contractivos.

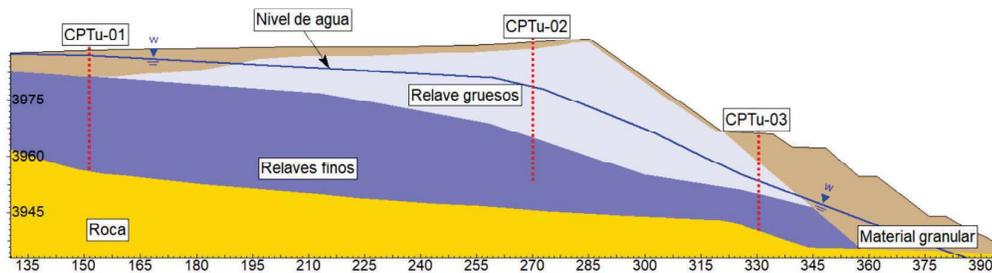
El límite divisor del comportamiento contractivo o dilatante propuesto por Robertson y Fear (1995) indica que los tres perfiles de relaves tendrían un comportamiento contractivo si no se considera el aporte de resistencia por el contenido de finos. En la Figura°4.29 se presenta la superposición del límite de comportamiento de Robertson y Fear (1995) con la resistencia por punta corregida

por confinamiento (q_{c1}) y el esfuerzo vertical efectivo del CPTu-01, CPTu-02 y CPTu-03, realizados en la presa de relaves.



Figura°4.29 Comportamiento contractivo-dilatante de los tres ensayos CPTu (Robertson and Fear, 1995).

Finalmente, en la Figura°4.30 se presenta la sección geotécnica representativa y el nivel de agua estimado para la presa de relaves, con los resultados de los ensayos CPTu.



Figura°4.30 Sección geotécnica crítica para la presa de relaves (Elaboración propia).

CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

El potencial de licuación se obtiene de la relación de la resistencia cíclica (CRR) y la relación de esfuerzo cíclico (CSR); con ello, se obtiene el factor de seguridad a la licuación (FSL). La relación de esfuerzo cíclico (CSR), se obtiene definiendo el sismo de diseño en la superficie del terreno y aplicando la ecuación de Seed (1971). La relación de resistencia cíclica (CRR) se determinó mediante la metodología empírica propuesta por Robertson y Wride (1998), Idris y Boulanger (2015) y Moss (2006), las cuales tienen como parámetro de entrada a la resistencia por punta normalizada para arenas limpias (Q_{tncs}) para el método de Robertson y Wride (1998), q_{c1Ncs} del método de Idris y Boulanger (2015) y $q_{(c,1 \text{ mod})}$ para el método de Moss (2006). Los métodos de Robertson y Wride (1998) y Moss (2006) estiman correlaciones empíricas del CRR basadas en arenas, arenas limosas y limos arenosos; por lo que, solo se pueden aplicar en aquellos que tengan un índice de comportamiento de suelo (I_c) mayor a 2.7, según las recomendaciones de Robertson (2009b). Por otro lado, el método de Idris y Boulanger (2015), además de estimar el CRR en suelos arenosos, tiene la ventaja de estimar correlaciones empíricas del CRR para suelos finos como arcillas y limos plásticos. En ambos casos, el contenido de finos incrementa el valor de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias, la cual está directamente relacionada a la relación de resistencia cíclica (CRR), por lo que, se debe realizar una calibración por el contenido de finos para determinar el incremento a la relación de resistencia cíclica. Es importante indicar que el método de Robertson y Wride (1998) e Idris y Boulanger (2015) requieren la calibración por contenido de finos (CF) con ensayos de laboratorio de análisis granulométrico; mientras que, el método de Moss (2006) no considera esta calibración. El método de Moss (2006) utiliza a la relación de fricción (R_f) para determinar el incremento a la relación de resistencia cíclica (CRR).

La presente investigación ha utilizado las metodologías de Robertson y Wride (1998), Moss (2006) e Idris y Boulanger (2015) para determinar la relación de resistencia cíclica (CRR) y el método de Seed (1971) para determinar la relación de esfuerzo cíclico (CSR). La división entre estos dos valores (CRR y CSR) determina el potencial de licuación con el factor de seguridad a la licuación (FSL). A continuación, en las siguientes secciones se presenta la determinación del

potencial de licuación, su variabilidad e implicancia en relaves finos y relaves gruesos.

5.1 SISMO DE DISEÑO

El sismo de diseño o aceleración máxima de diseño en la superficie de la presa de relaves se determinó considerando la amplificación sísmica del basamento rocoso hacia la superficie de la presa de relaves. Para determinar la aceleración pico en el basamento rocoso se debe realizar la clasificación de sitio del suelo y asignar el periodo de retorno para la condición de diseño, en este estudio se ha considerado la condición de cierre ($T_r=475$ años). Con la clasificación de sitio determinada y los resultados del peligro sísmico se determina la aceleración pico (PGA) en el basamento rocoso. Por otro lado, con la clasificación de sitio de los relaves, se obtiene el factor de amplificación sísmica, el cual es multiplicado con la aceleración pico (PGA) en el basamento rocoso, obteniéndose así la aceleración pico en la superficie de la presa de relaves. A esta aceleración pico amplificada en la superficie de la presa de relaves se le considera como el sismo de diseño.

El basamento rocoso o roca, según la norma International Building Code (IBC, 2018) y el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018), tiene una clasificación de sitio de suelo tipo B con $V_{s30}>760$ m/s (Charca, 2018) y perfil S1 con $V_{s30}> 500$ m/s y $V_{s30}<1500$ m/s, respectivamente para el Perú; por lo que, al tener esta clasificación de sitio le correspondería una aceleración pico (PGA) de 0.349g para un periodo de retorno de 475 años. Por otro lado, la clasificación del sitio del suelo, en la presa de relaves, se estimó utilizando las velocidades de ondas de corte a 30 m de profundidad (V_{s30}) con los valores de resistencia por punta corregida (q_i) mediante la correlación de Robertson (2009a). Esta correlación indica que los relaves gruesos y finos tienen velocidades de ondas de corte entre 200 a 350 m/s, por lo que, le correspondería una clasificación de sitio de suelo tipo D ($180<V_{s30}<360$ m/s) y perfil de suelo S2 ($180<V_{s30}<500$ m/s), según la norma IBC (2018) y RNE (2018), respectivamente.

La clasificación de suelos de la norma IBC (2018), es similar a la clasificación de suelo del Reglamento Nacional de Edificaciones (2018) y es una práctica común de la ingeniería, en nuestro país, utilizarlas en conjunto.

En la Tabla 5.1 se presentan los rangos de velocidades de ondas de corte (V_{s30}) y las clasificaciones de perfil de suelo, según el RNE (2018).

Tabla 5.1 Clasificación del suelo basado en la velocidad de onda de corte (RNE, 2018)

Perfil	Velocidad de onda de corte (V_{s30}) en m/s
S0	> 1500
S1	500 a 1500
S2	180 a 500
S3	< 180

El RNE (2018) establece factores de amplificación sísmica para cada perfil de suelo (ver, Tabla 5.1), según en donde se encuentra ubicada nuestra zona de estudio. La ubicación o zona del presente estudio es Huancavelica, por lo que, se encuentra en la zona 2 (Z2). Con la zona de estudio determinada y de acuerdo con la Tabla 5.2, a la presa de relaves (perfil de suelo S2) conservadoramente se ha considerado un factor de amplificación sísmica de 1.2.

Tabla 5.2 Factor de amplificación del suelo (RNE, 2018)

ZONA	PERFIL DEL SUELO			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.8	1.0	1.05	1.10
Z3	0.8	1.0	1.15	1.20
Z2	0.8	1.0	1.20	1.40
Z1	0.8	1.0	1.60	2.00

Por lo tanto, el sismo de diseño, para la presa de relaves, será igual a multiplicar el factor de amplificación del suelo de 1.2 por la aceleración pico (PGA) en el basamento rocoso (0.349g). El sismo de diseño resulta 0.419g para un periodo de retorno de 475 años, que será la aceleración pico a considerar en el presente estudio para estimar la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) con la ecuación de Seed (1971).

5.2 CALIBRACIÓN POR CONTENIDO DE FINOS

La calibración por contenido de finos se realiza para obtener el porcentaje del contenido de finos (CF%) más representativo; con ello, determinar el incremento de resistencia a la licuación y la resistencia por punta normalizada para arenas

limpias con la $Q_{tn_{cs}}$ para el método de Robertson y Wride (1998), q_{c1Ncs} del método de Idris y Boulanger (2015).

Las metodologías empíricas proponen correlaciones directas entre el índice de comportamiento de suelo (I_c) de Robertson (2010) y el porcentaje del contenido de finos (CF%) teórico, para el método simplificado de Robertson y Wride (1998) e Idris y Boulanger (2015). El método de Robertson y Wride (1998) requiere directamente el valor del índice de comportamiento del suelo (I_c) para estimar el porcentaje del contenido de finos teórico (CF%), tal como se describió en la sección 3.2.5. El método de Idris y Boulanger (2015) también estima el porcentaje del contenido de finos teórico (CF%) con el índice de comportamiento de suelo (I_c), sin embargo, debe agregar un coeficiente de corrección de contenido de finos (C_{FC}), tal como se describió en la sección 3.4.3. Los resultados de las ecuaciones aplicadas con cada metodología estudiada nos proporcionan el valor teórico, expresado en porcentaje, del contenido de finos presente en los estratos de relaves que conforman la presa. Por otro lado, los ensayos de laboratorio descritos en la sección 4.2, nos proporcionan el valor *in-situ* (laboratorio), expresado en porcentaje, del contenido de finos de cada estrato de relaves de la presa; sin embargo, son valores puntuales en algunos tramos de relaves.

Para validar el porcentaje del contenido de finos (CF%) se realizó un ajuste con las relaciones empíricas del método de Robertson y Wride (1998) e Idris y Boulanger (2015). El ajuste consistió en plotear los resultados teóricos con los *in-situ* (laboratorio) en gráficos del porcentaje del contenido de finos (CF%) versus la profundidad y verificar que estos tengan un buen ajuste de datos entre sí.

A continuación, se presentan los resultados del porcentaje del contenido de finos (CF%) con la metodología de Robertson y Wride (1998) e Idris y Boulanger (2015) y los resultados de los ensayos de laboratorio para los tres ensayos CPTu.

En el ensayo CPTu-01 se verifica una buena correlación del contenido de finos (CF%) con variaciones de menos del 10% en los tramos de 0 a 16 m y 17 a 27 m, y en el tramo de 16 a 17 m los valores difieren entre el 10 al 20%. En todo el perfil se puede considerar un contenido de finos entre 65-80%, es decir, el comportamiento es de un relave fino.

En la Figura 5.1 se presenta la variación del contenido de finos teórica e *in-situ* (laboratorio) para el ensayo CPTu-01.

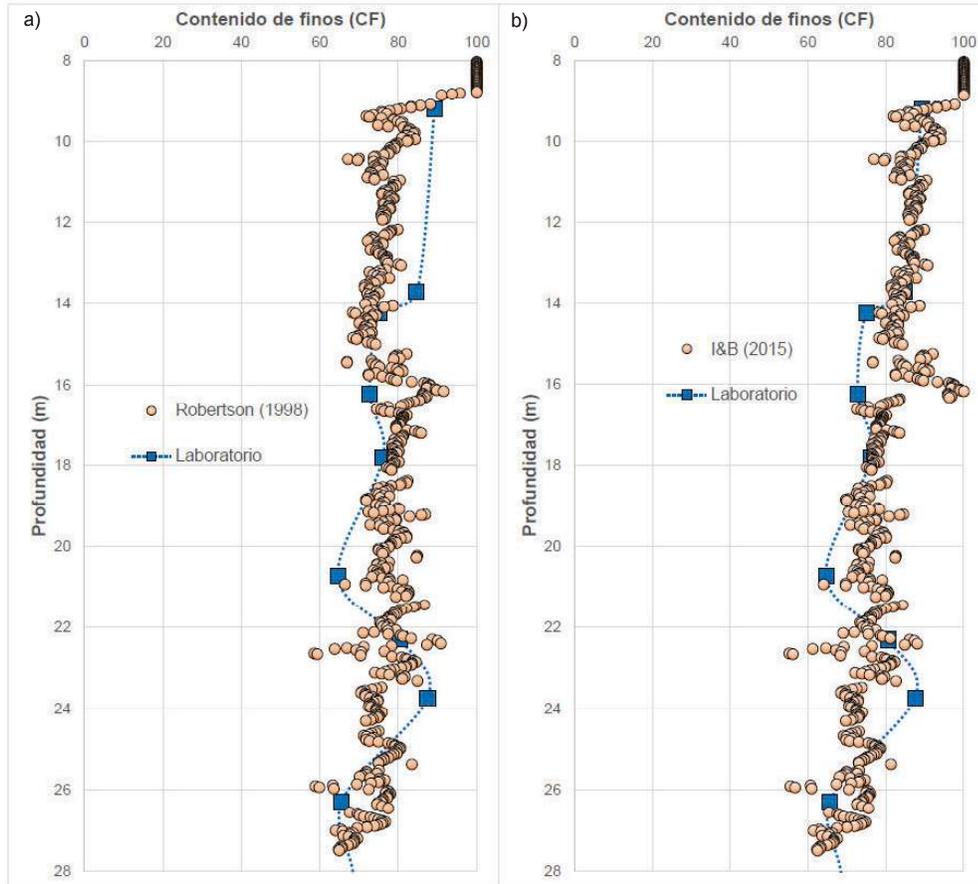


Figura 5.1 Variación del porcentaje del contenido de finos (CF%) teórica y de laboratorio del ensayo CPTu-01. a) Metodología de Robertson y Wride (1998) y b) Metodología de Idriss y Boulanger (2015)

En el ensayo CPTu-02 se verifica una buena correlación del contenido de finos (CF%) con variaciones de menos del 10% en los tramos de 16 a 26 m, en el tramo de 0 a 16 m y 26 a 40 m los valores difieren entre el 10 al 30%. En los tramos de 0 a 16 m, 26 a 32 m y 34 m a 36 m, el contenido de finos varía entre 20 al 40% (relave grueso) y en el tramo de 16 a 26 m, 32 a 34m y 36 a 40 m el contenido de finos varía entre 80 al 100% (relave fino).

En la Figura 5.2 se presenta la variación del contenido de finos teórica y de laboratorio para el ensayo CPTu-02.

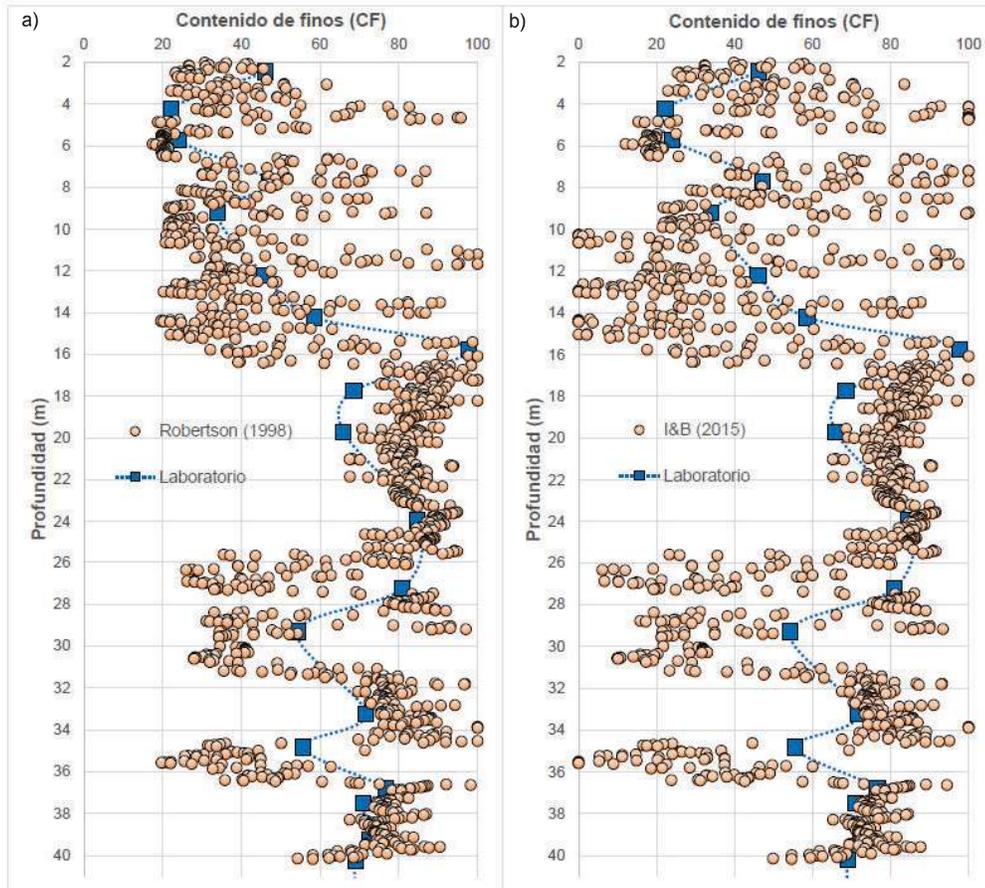


Figura 5.2 Variación del porcentaje del contenido de finos (CF%) teórica y de laboratorio del ensayo CPTu-02. a) Metodología de Robertson y Wride (1998) y b) Metodología de Idriss y Boulanger (2015)

En el ensayo CPTu-03 se verifica una buena correlación del contenido de finos (CF%) con variaciones de menos del 10% en los tramos de 0 a 14 m en el tramo de 14 a 20 m los valores difieren entre el 10 al 30%. En el tramo de 0 a 14 m el contenido de finos varía entre 20 al 30% (relave grueso) y en el tramo de 14 a 20 m el contenido de finos varía entre 50 al 80% (relave fino).

En la Figura 5.3 se presenta la variación del contenido de finos teórica y de laboratorio para el ensayo CPTu-03.

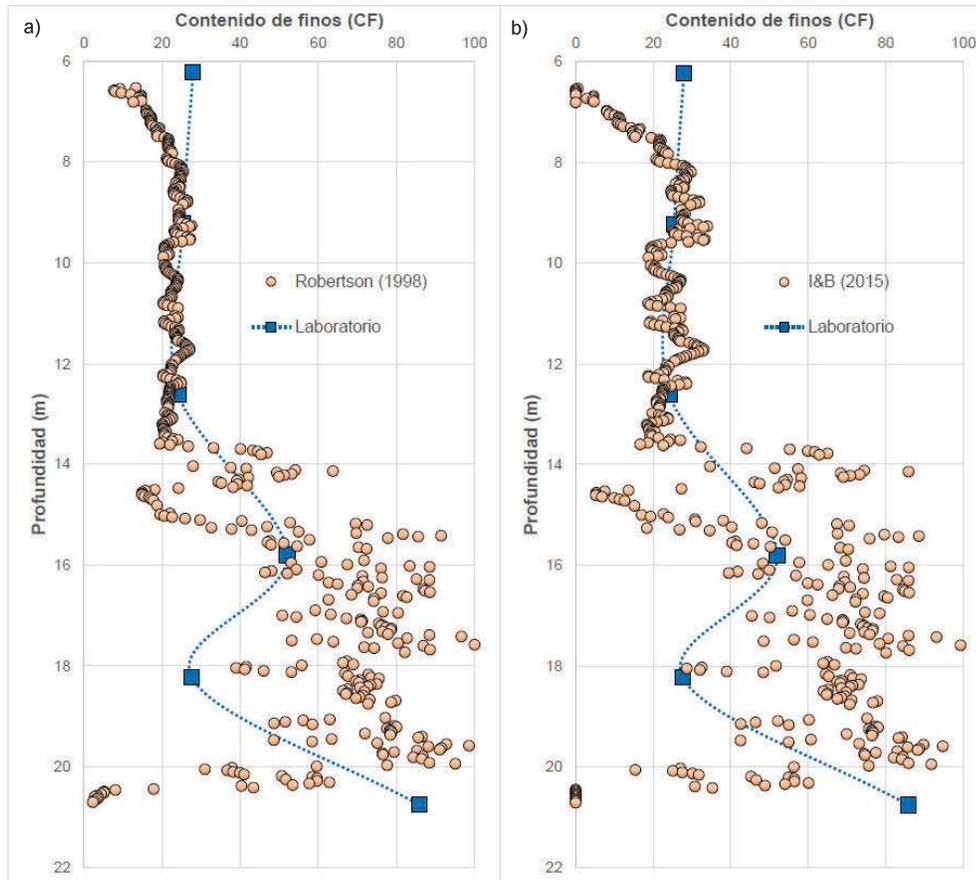


Figura 5.3 Variación del porcentaje del contenido de finos (CF%) teórica y de laboratorio del ensayo CPTu-03. a) Metodología de Robertson y Wride (1998) y b) Metodología de Idris y Boulanger (2015)

En general las correlaciones de Robertson y Wride (1998) e Idris y Boulanger (2015), presentaron buena similitud con respecto al contenido de finos *in-situ* de ensayos de laboratorio. Un mejor ajuste del contenido de finos se tiene en perfiles de suelos continuos que se comportan como arenas o como arcillas, en suelos con intercalaciones de lentes arcillosos y arenosos no se presenta un buen ajuste, tal como se presenta a las profundidades de 2 a 16 m y 24 a 36 m en el CPTu-02 y a los 14 a 20 m, en el CPTu-03. Con los porcentajes del contenido de finos (CF%) obtenidos se determina el incremento de resistencia a la licuación y la resistencia por punta normalizada para arenas limpias $Q_{tn_{cs}}$ del método de Robertson y Wride (1998) y $q_{c1N_{cs}}$ del método de Idris y Boulanger (2015).

5.3 MÉTODOS SIMPLIFICADOS EVALUADOS

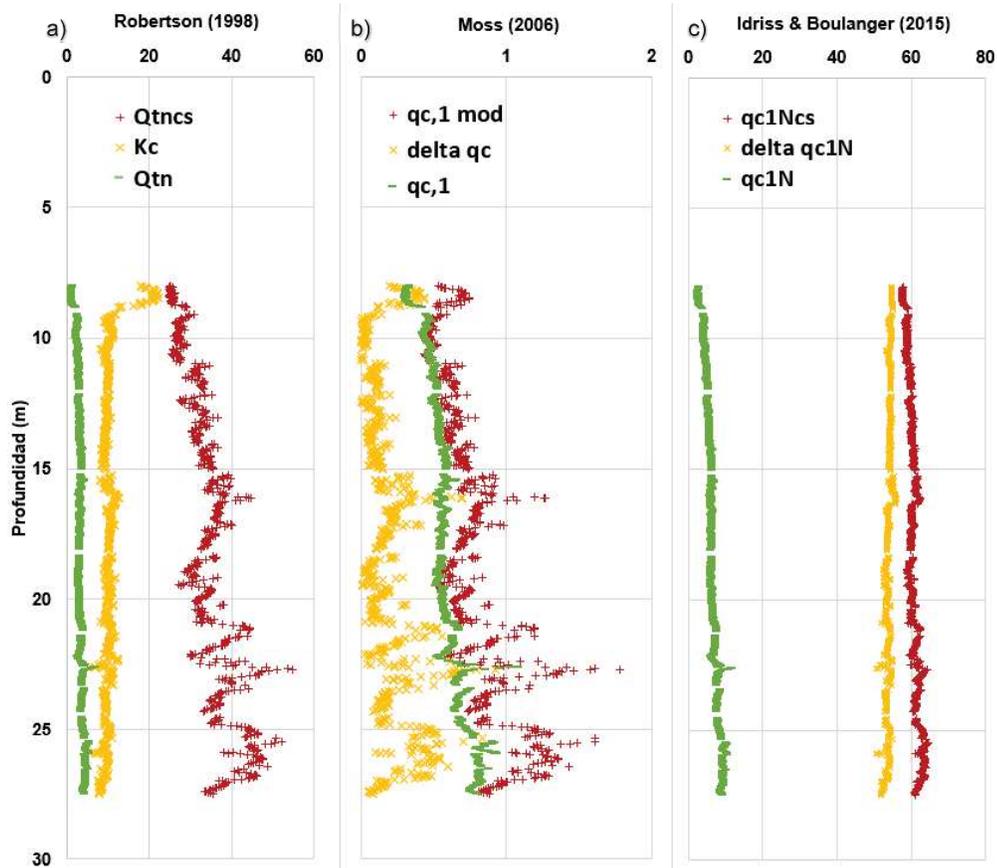
Las metodologías simplificadas más actuales y aceptables han sido aplicadas en la presente investigación para estimar la relación de resistencia cíclica (CRR) con la interpretación del ensayo CPTu; la cual es un parámetro de entrada para estimar el potencial de licuación con el factor de seguridad a la licuación (FS_L). Las metodologías simplificadas corresponden a lo propuesto por Robertson y Wride (1998), Moss (2006) e Idriss y Boulanger (2015). Estas metodologías se relacionan directamente con ecuaciones empíricas, a la resistencia por punta normalizada para arenas limpias, y la relación de resistencia cíclica (CRR). La resistencia por punta normalizada para arenas limpias tiene una nomenclatura diferente por metodología aplicada, debido a que, si bien tienen la misma definición, la correlación empírica es distinta en cada metodología. La resistencia por punta normalizada para arenas limpias es $Q_{tn_{cs}}$ en el método de Robertson y Wride (1998), $q_{c,1mod}$ en el método de Moss (2006) y q_{c1Ncs} en el método de Idris y Boulanger (2015). La resistencia por punta normalizada para arenas limpias es la resistencia inicial que tiene el suelo con un incremento de resistencia por la presencia de suelos finos. Este incremento de resistencia se estima con la calibración por contenido de finos para las metodologías de Robertson y Wride (1998) e Idris y Boulanger (2015); sin embargo, para el método de Moss (2006) el incremento de resistencia es calculado con la relación de fricción (R_f).

A continuación, se presentan los resultados de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias, el incremento de resistencia por presencia de finos, la relación de resistencia cíclica y esfuerzo cíclico para cada ensayo CPTu con las tres metodologías simplificadas para evaluar el potencial de licuación.

5.3.1 Resistencia por punta normalizada para arenas limpias

En la Figura 5.4 se presentan los resultados de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias con el incremento de resistencia por la calibración del contenido de finos del ensayo CPTu-01. En el método de Robertson y Wride (1998), el incremento de resistencia está representado por el parámetro K_c ; el cual incrementa hasta 20 veces el valor de la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}). En el método de Moss (2006), el incremento de resistencia

está representado por el parámetro delta q_c ; el cual tiene un incremento casi nulo al valor de la resistencia por punta normalizada ($q_{c,1}$). En el método de Idriss y Boulanger (2015), el incremento de resistencia está representado por el parámetro delta q_{c1N} ; el cual incrementa en 50 el valor de la resistencia por punta normalizada ($q_{c,1}$).

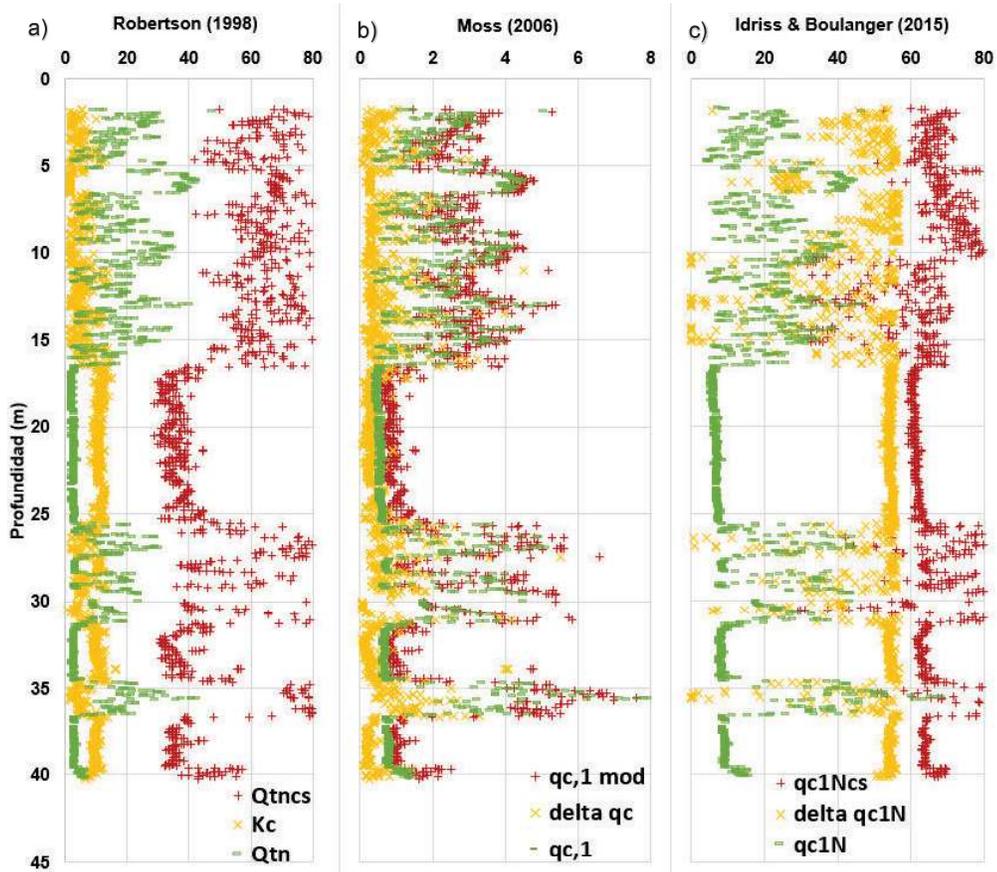


Figura°5.4 Resultados de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias y el incremento del contenido de finos del ensayo CPTu-01.

a) Metodología de Robertson y Wride (1998), b) Metodología de Moss (2006) y c) Metodología de Idriss y Boulanger (2015)

En la Figura 5.5 se presentan los resultados de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias con el incremento de resistencia por la calibración del contenido de finos del ensayo CPTu-02. En el método de Robertson y Wride (1998), el incremento de resistencia está representado por el parámetro K_c ; el cual incrementa entre 2 a 10 veces el valor de la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}). En el método de Moss (2006), el incremento de

resistencia está representado por el parámetro delta q_c ; el cual incrementa entre 0.2 a 0.5 al valor de la resistencia por punta normalizada ($q_{c,1}$). En el método de Idris y Boulanger (2015), el incremento de resistencia está representado por el parámetro delta q_{c1N} ; el cual incrementa en 40 el valor de la resistencia por punta normalizada ($q_{c,1}$).

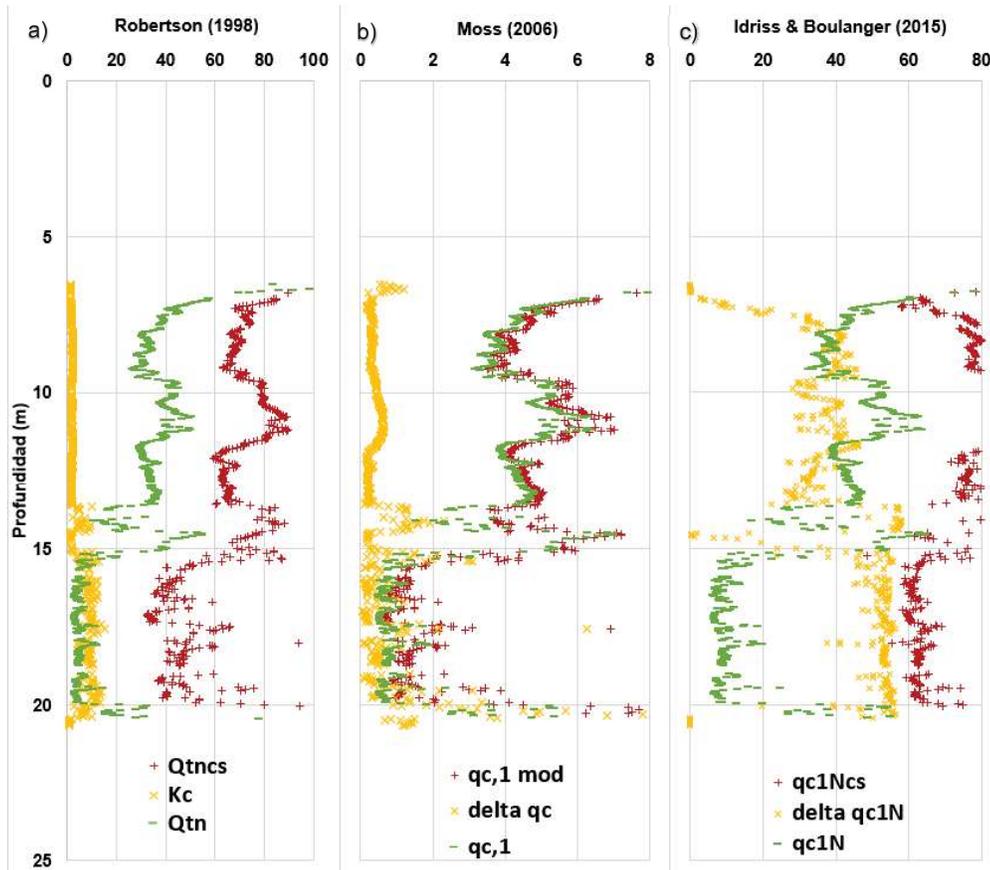


Figura°5.5 Resultados de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias y el incremento del contenido de finos del ensayo CPTu-02.

a) Metodología de Robertson y Wride (1998), b) Metodología de Moss (2006) y c) Metodología de Idris y Boulanger (2015)

En la Figura 5.6 se presentan los resultados de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias con el incremento de resistencia por la calibración del contenido de finos del ensayo CPTu-03. En el método de Robertson y Wride (1998), el incremento de resistencia está representado por el parámetro Kc; el cual incrementa entre 1.5 a 5 veces el valor de la resistencia por punta normalizada (Q_{tn}). En el método de Moss (2006), el incremento de

resistencia está representado por el parámetro delta q_c ; el cual incrementa entre 0.1 a 0.3 al valor de la resistencia por punta normalizada ($q_{c,1}$). En el método de Idris y Boulanger (2015), el incremento de resistencia está representado por el parámetro delta q_{c1N} ; el cual incrementa entre 20 a 40 el valor de la resistencia por punta normalizada ($q_{c,1}$).



Figura°5.6 Resultados de la resistencia por punta normalizada para arenas limpias y el incremento del contenido de finos del ensayo CPTu-03.

a) Metodología de Robertson y Wride (1998), b) Metodología de Moss (2006) y c) Metodología de Idris y Boulanger (2015)

Es importante indicar que los valores de resistencia por punta normalizadas para arenas limpias y sus incrementos son adimensionales, por lo que, son solo representados por números.

5.3.2 Relación de resistencia cíclica y esfuerzo cíclico

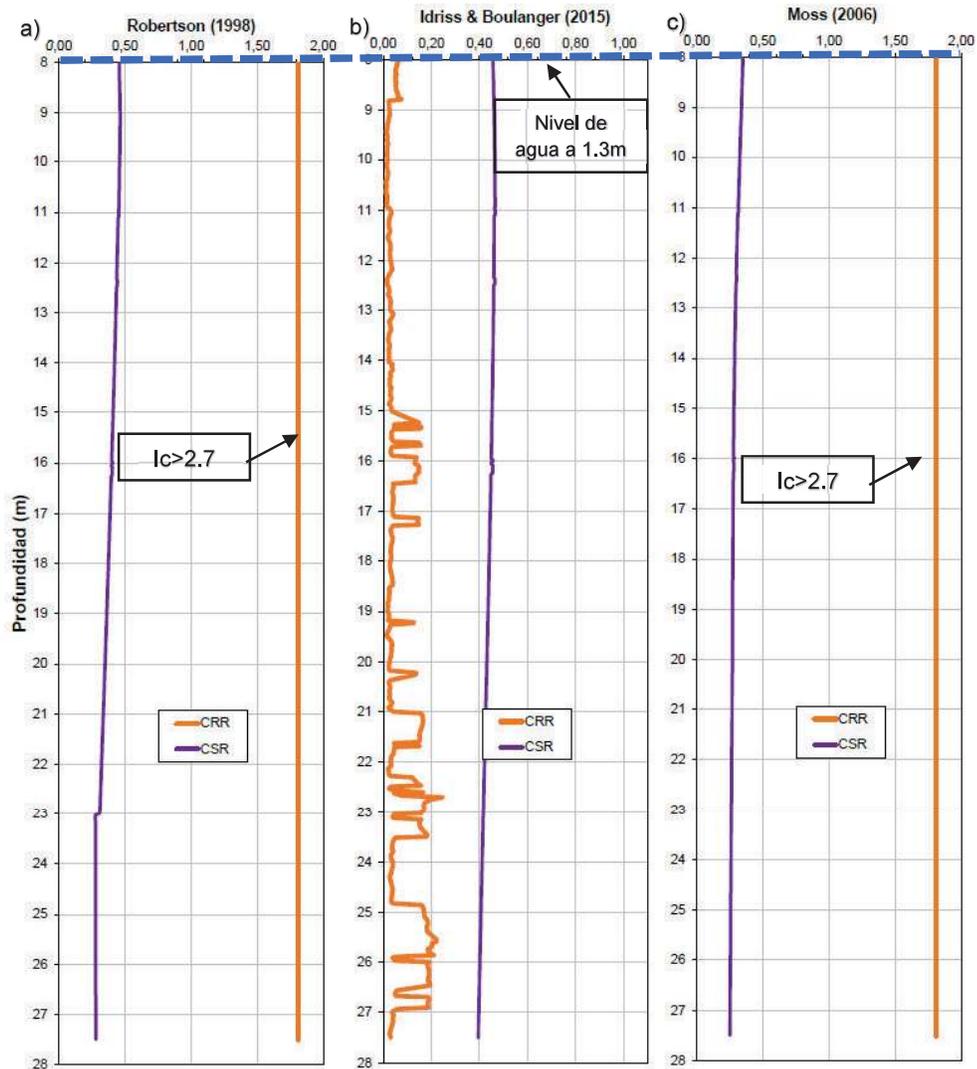
Para estimar la relación de resistencia cíclica (CRR), se han utilizado las resistencias por punta normalizadas para arenas limpias, correspondientes a cada metodología simplificada. Por otro lado, la relación de esfuerzo cíclico (CSR) se ha calculado considerando la ecuación de Seed (1971), sin embargo, se ha utilizado diferentes factores de reducción por profundidad (R_d) para cada metodología simplificada, tal como se describió en el capítulo 3.

Es importante indicar que las ecuaciones para calcular la relación de resistencia cíclica (CRR) de Robertson y Wride (1998) y Moss (2006) fueron propuestas para arenas, arenas limosas y limos arenosos. Una buena práctica, según recomienda Robertson (2009), es que los suelos con índice de comportamiento mayor a 2.7, corresponden a suelos finos como arcillas y limos arcillosos; por lo que, aplicar en estos suelos las metodologías simplificadas no resulta compatible pues no han sido propuestas para este tipo de suelos. Por lo tanto, en las metodologías de Robertson y Wride (1998) y Moss (2006), se le asignará un valor de relación de resistencia cíclica (CRR) constante e igual a 2.0 para los relaves finos que tienen I_c mayor que 2.7. Este valor de CRR es arbitrario, dado que estas metodologías no contemplan su uso en suelos finos e indican que la licuación en suelos finos no ocurrirá; sin embargo, Idris y Boulanger (2008) propusieron que puede existir ablandamiento cíclico en este tipo de suelos, tal como se describió en la sección 2.1.3.2. Por ello, Idris y Boulanger (2015), si bien basaron su metodología en arenas, arenas limosas y limos arenosos, también propusieron previamente en el año 2008 una ecuación para estimar la relación de resistencia cíclica (CRR) de suelos finos, con ensayos CPTu, tal como se describió en la sección 3.4.4.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la relación de resistencia cíclica (CRR) y relación de esfuerzo cíclico (CSR) para cada ensayo CPTu realizado en la presa de relaves.

En la Figura 5.7 se presentan los resultados de la relación de resistencia cíclica (CRR) y relación de esfuerzo cíclico (CSR) para el ensayo CPTu-01. En la metodología de Robertson y Wride (1998), y Moss (2006) la relación de resistencia cíclica (CRR) es constante e igual a 2.0 en todo el perfil, debido a que las metodologías no son compatibles en suelos con $I_c > 2.7$ (Robertson, 2009b). Por

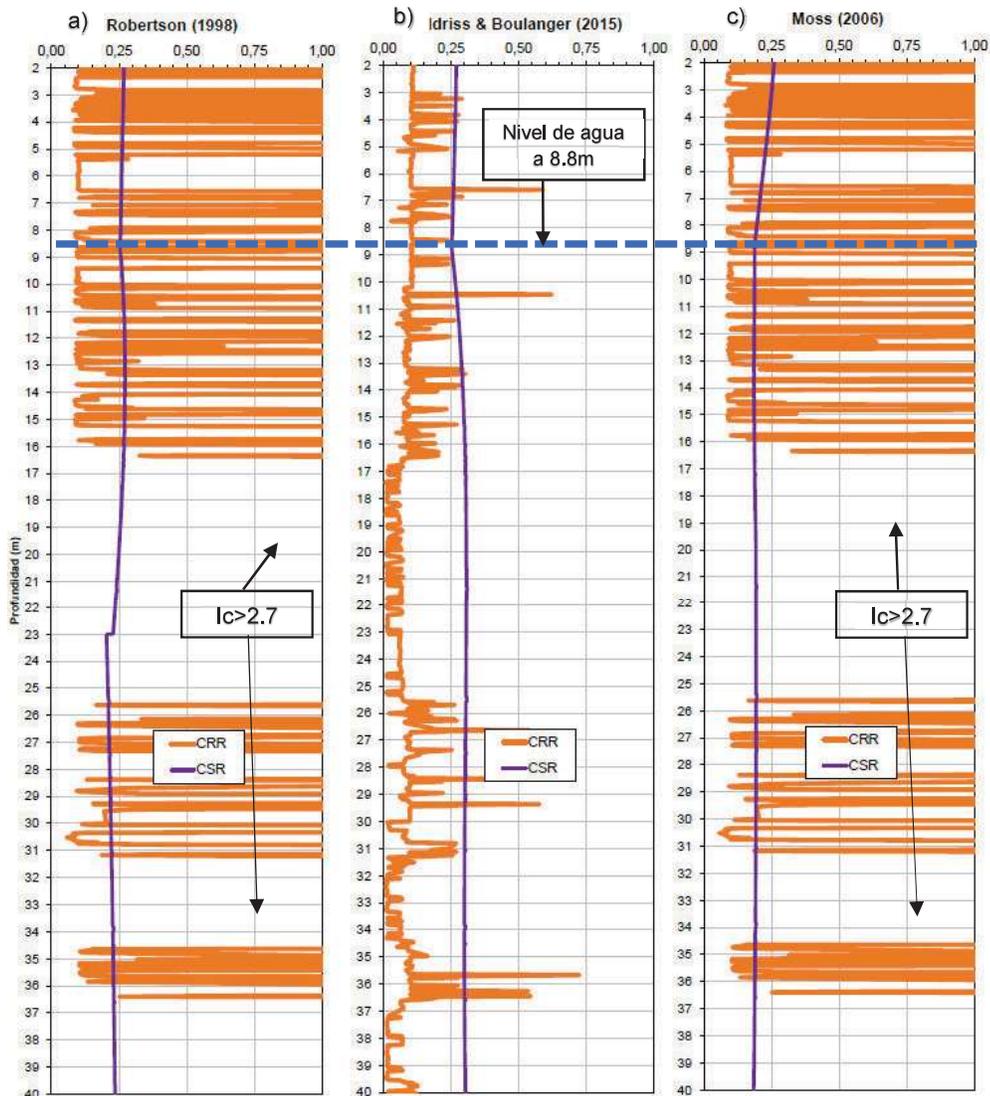
otro lado, en la metodología de Idriss y Boulanger (2015) la relación de resistencia cíclica (CRR) resultó con valores entre 0.05 a 0.20. Así también, la relación de esfuerzo cíclico (CSR) resultó con valores entre 0.4 a 0.5, en las tres metodologías simplificadas.



Figura°5.7 Resultados de la relación de resistencia cíclica (CRR) y relación de esfuerzo cíclico (CSR) del ensayo CPTu-01 versus la profundidad. a) Metodología de Robertson y Wride (1998), b) Metodología de Moss (2006) y c) Metodología de Idris y Boulanger (2015)

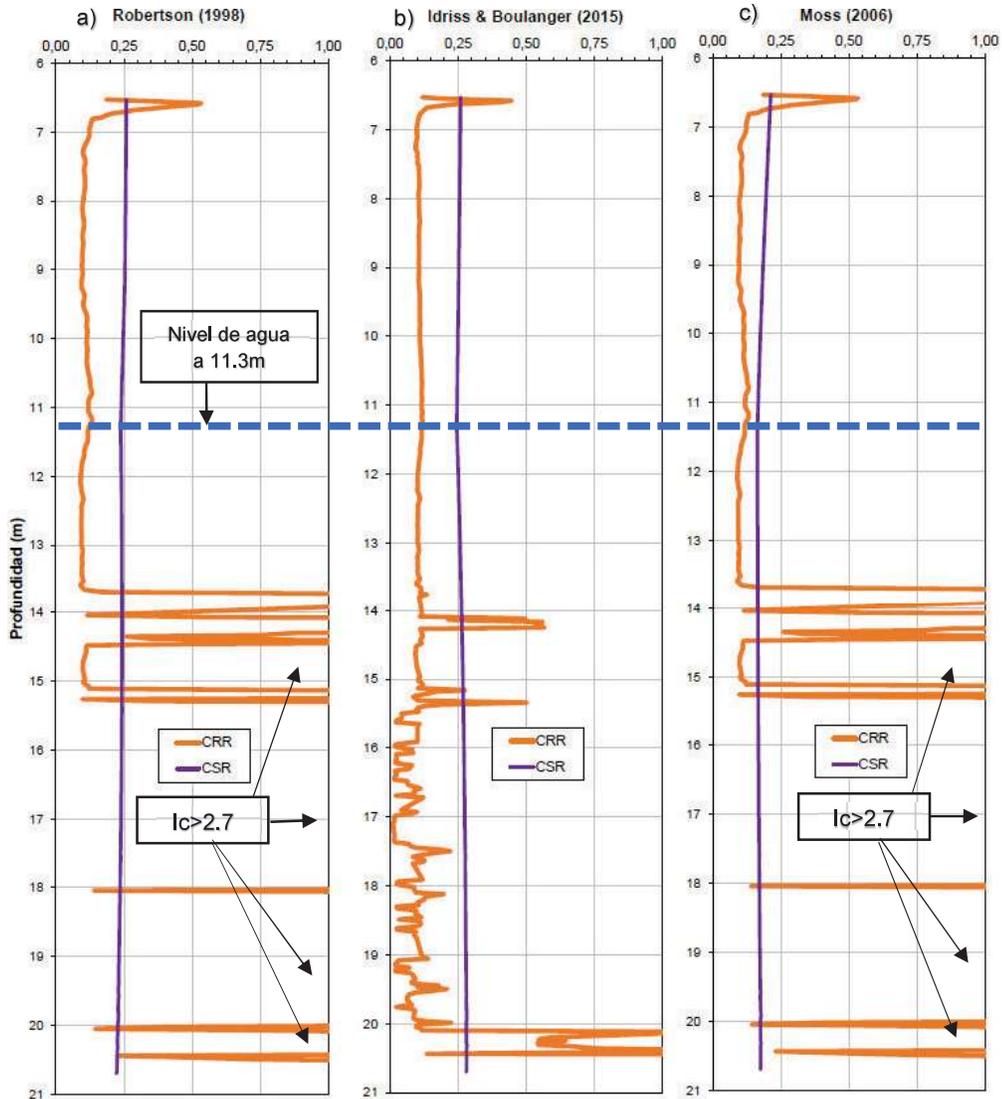
En la Figura 5.8 se presentan los resultados de la relación de resistencia cíclica (CRR) y relación de esfuerzo cíclico (CSR) para el ensayo CPTu-02. En la metodología de Robertson y Wride (1998) y Moss (2006) la relación de resistencia

cíclica (CRR) es constante e igual a 2.0 en los tramos de 16m a 25.5m y 31.5m a 34.5m, debido a que las metodologías no son compatibles en suelos con $I_c > 2.7$ (Robertson, 2009b). En los demás tramos de suelos con comportamiento arenoso e $I_c < 2.7$, la relación de resistencia cíclica (CRR) resultó con valores entre 0.1 a 0.20. Por otro lado, en la metodología de Idriss y Boulanger (2015) la relación de resistencia cíclica (CRR) resultó con valores entre 0.05 a 0.25. Así también, la relación de esfuerzo cíclico (CSR) resultó con valores entre 0.2 a 0.25, en las tres metodologías simplificadas.



Figura°5.8 Resultados de la relación de resistencia cíclica (CRR) y relación de esfuerzo cíclico (CSR) del ensayo CPTu-02 versus la profundidad. a) Metodología de Robertson y Wride (1998), b) Metodología de Moss (2006) y c) Metodología de Idris y Boulanger (2015)

En la Figura 5.9 se presentan los resultados de la relación de resistencia cíclica (CRR) y relación de esfuerzo cíclico (CSR) para el ensayo CPTu-03. En la metodología de Robertson y Wride (1998), y Moss (2006) la relación de resistencia cíclica (CRR) es constante e igual a 2.0 en los tramos de 13.5 m a 14.5m y 15.5 m a 20.5m, debido a que las metodologías no son compatibles en suelos con $I_c > 2.7$ (Robertson, 2009b). En los demás tramos de suelos con comportamiento arenoso e $I_c < 2.7$, la relación de resistencia cíclica (CRR) resultó con valores entre 0.1 a 0.15. Por otro lado, en la metodología de Idriss y Boulanger (2015) la relación de resistencia cíclica (CRR) resultó con valores entre 0.12 a 0.5. Así también, la relación de esfuerzo cíclico (CSR) resultó con valores entre 0.20 a 0.25, en las tres metodologías simplificadas.



Figura°5.9 Resultados de la relación de resistencia cíclica (CRR) y relación de esfuerzo cíclico (CSR) del ensayo CPTu-03 versus la profundidad. a) Metodología de Robertson y Wride (1998), b) Metodología de Moss (2006) y c) Metodología de Idris y Boulanger (2015)

5.4 ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELOS

El potencial de licuación se determina en función del factor de seguridad contra la licuación (FS). Por ello, la evaluación del potencial de licuación se reduce a la comparación entre la resistencia cíclica (CRR), que representa la capacidad de resistencia del suelo a licuar y la relación de esfuerzo cíclico (CSR), que representa la carga cíclica actuante en el suelo que produce licuación. La licuación puede ocurrir a profundidades donde la sollicitación exceda a la resistencia del

suelo o cuando el factor de seguridad contra la licuación sea menor a 1, tal como se indica en la siguiente expresión.

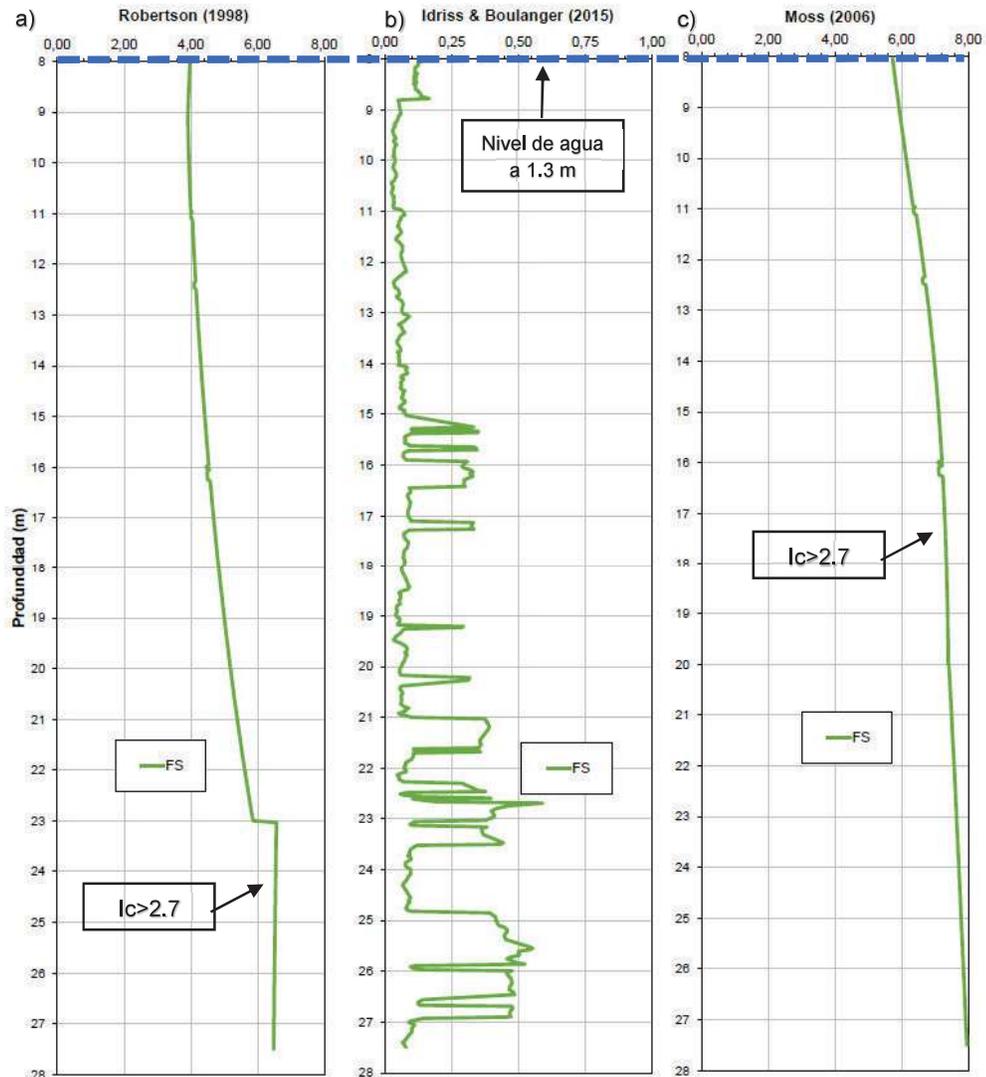
$$FS_L = \frac{\text{Esfuerzo Cortante Cíclico Requerido para Iniciar la Licuación}}{\text{Esfuerzo Cortante Cíclico Equivalente inducido por el Sismo}} = \frac{CRR}{CSR}$$

Un factor de seguridad que solo sea mayor a 1 no asegura un buen comportamiento del suelo ante la licuación; por ello, es conveniente ponderar bajo ciertos criterios el factor mínimo de seguridad a la licuación a considerar. Ayala (2010) recomienda utilizar un factor de seguridad de 1.3 para fallas por flujo potencial para eventos sísmicos de gran magnitud, por lo que, este valor es considerado para definir si existe o no potencial de licuación.

La estimación de la resistencia a la licuación se ha desarrollado considerando tres líneas de investigación: los resultados de ensayos laboratorio, los ensayos de campo *in situ* (CPTu) y daños observados en campo por el fenómeno de licuación cuando ocurrieron sismos. Estas líneas de investigación son las utilizadas en el presente estudio mediante las metodologías simplificadas para evaluar el potencial de licuación.

A continuación, se presentan los resultados del potencial de licuación representado por el factor de seguridad a la licuación (FS_L) en los tres (03) ensayos CPTu versus la profundidad. Es importante indicar que como el valor de factor de seguridad a la licuación (FS_L) depende de la relación de resistencia cíclica (CRR), en el método de Robertson y Wride (1998), y Moss (2006) este valor es arbitrario y siempre mayor que 1.3, debido a que estas metodologías simplificadas no son compatibles en suelos con $I_c > 2.7$ (Robertson, 2009b).

En la Figura 5.10 se presentan los resultados del factor de seguridad a la licuación (FS_L) del ensayo CPTu-01. En la metodología de Robertson y Wride (1998), y Moss (2006) el factor de seguridad a la licuación (FS_L) es siempre mayor que 1.3 en todo el perfil, debido a que las metodologías no son compatibles en suelos con $I_c > 2.7$ (Robertson, 2009b). Por otro lado, la metodología de Idris y Boulanger (2015) indica que el factor de seguridad a la licuación (FS_L) varía entre 0.05 a 0.55.

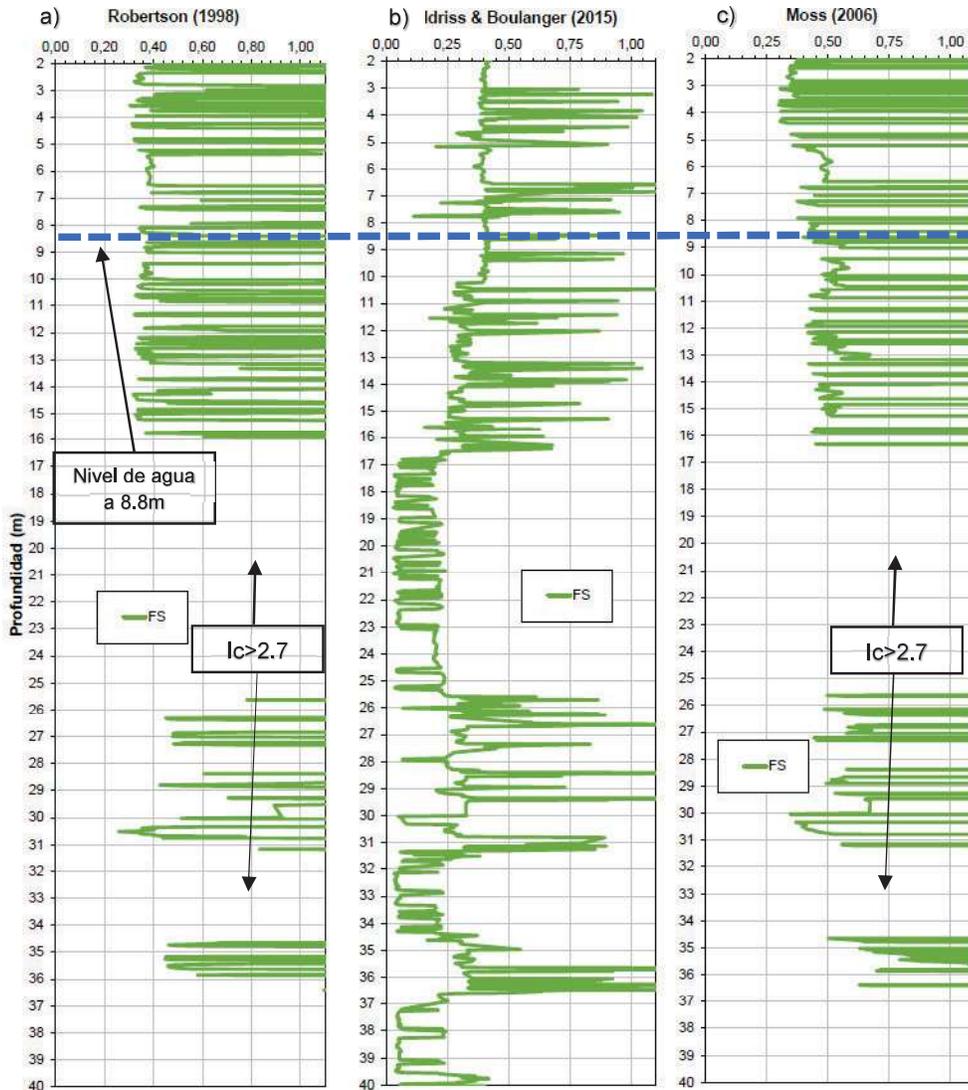


Figura°5.10 Resultados del factor de seguridad a la licuación del ensayo CPTu-01.

**a) Metodología de Robertson y Wride (1998), b) Metodología de Moss (2006) y
c) Metodología de Idris y Boulanger (2015).**

En la Figura 5.11 se presentan los resultados del factor de seguridad a la licuación (FS_L) del ensayo CPTu-02. En la metodología de Robertson y Wride (1998) y Moss (2006) el factor de seguridad a la licuación (FS_L) es siempre mayor que 1.3 en los tramos de 16m a 25.5m y 31.5m a 34.5m, debido a que las metodologías no son compatibles en suelos con $I_c > 2.7$ (Robertson, 2009b). En los demás tramos de suelos con comportamiento arenoso e $I_c < 2.7$, el factor de seguridad a la licuación (FS_L) varía entre 0.35 a un valor medio de 0.70. Por otro lado, la metodología de

Idris y Boulanger (2015) indica que el factor de seguridad a la licuación (FS_L) varía entre 0.05 a un valor medio de 0.75.



Figura°5.11 Resultados del factor de seguridad a la licuación del ensayo CPTu-02.
a) Metodología de Robertson y Wride (1998), b) Metodología de Moss (2006) y
c) Metodología de Idris y Boulanger (2015).

En la Figura 5.12 se presentan los resultados del factor de seguridad a la licuación (FS_L) del ensayo CPTu-03. En la metodología de Robertson y Wride (1998) y Moss (2006) el factor de seguridad a la licuación (FS_L) es siempre mayor que 1.3 en los tramos de 13.5 m a 14.5m y 15.5 m a 20.5m, debido a que las metodologías no son compatibles en suelos con $I_c > 2.7$ (Robertson, 2009b). En los demás tramos

de suelos con comportamiento arenoso e $I_c < 2.7$, el factor de seguridad a la licuación (FS_L) varía entre 0.40 a 1.0. Por otro lado, la metodología de Idriss y Boulanger (2015) indica que el factor de seguridad a la licuación (FS_L) varía entre 0.30 a 1. Es importante indicar que en el perfil geotécnico se puede apreciar lentes menores a 10 cm en las profundidades de 6.55 a 6.6 m, 14.17 a 14.25m y 15.34m con valores de factor de seguridad a la licuación (FS_L) mayores a 1.3, sin embargo, en estas profundidades el valor del factor de seguridad a la licuación (FS_L) no es significativo comparado los 20.7 m de perfil geotécnico de relaves con factores de seguridad a la licuación (FS_L) menores que 1.0.

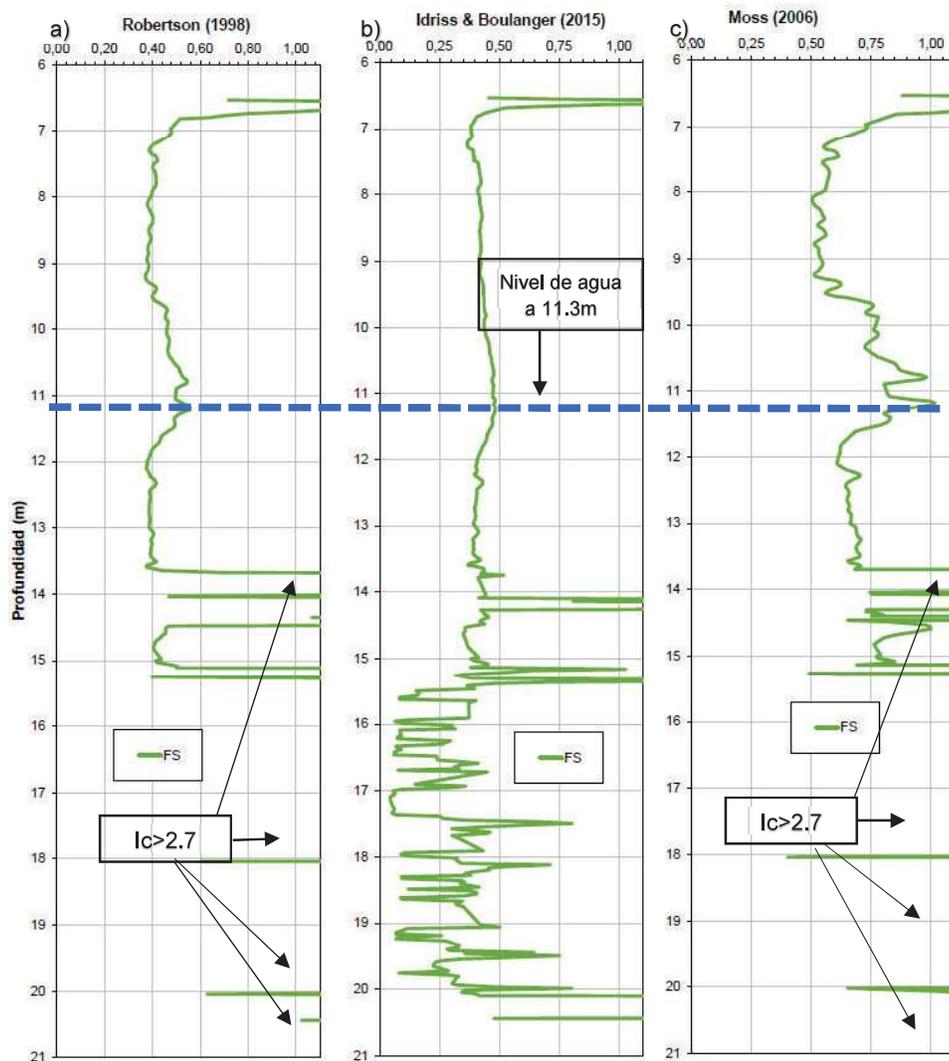


Figura 5.12 Resultados del factor de seguridad a la licuación del ensayo CPTu-03.

**a) Metodología de Robertson y Wride (1998), b) Metodología de Moss (2006) y
c) Metodología de Idriss y Boulanger (2015).**

5.5 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Para interpretar los resultados de análisis del potencial de licuación se han dividido tres zonas de interpretación considerando el perfil geotécnico de la presa de relaves presentado en la sección 4.6.4. Estas zonas son los relaves finos en el vaso, relaves gruesos en el vaso y dique de arena de relaves gruesos. A continuación, se presenta la interpretación de resultados para cada zona de la presa de relaves.

5.5.1 Relaves finos en el vaso

La zona aguas arriba del vaso (CPTu-01) que está conformada por relaves finos, tendría potencial de licuación, debido a que el factor de seguridad a la licuación (FS_L) tiene un valor menor que 1.3, si se considera la metodología de Idriss y Boulanger (2015). En la metodología de Robertson y Wride (1998) y Moss (2006) el factor de seguridad a la licuación (FS_L) es siempre mayor que 1.3, debido a que las metodologías no son compatibles en suelos con $I_c > 2.7$ (Robertson, 2009). El nivel de agua en el CPTu-01, se presenta desde los 1.3 m de profundidad medido desde la superficie, por lo que, en esta zona el estrato con potencial de licuación sería todo el perfil de relaves finos, desde los 8.0 m hasta los 27.5m de profundidad. Es importante indicar que hasta los 8.0 m de profundidad se presenta material granular de cobertura que se consideró conservadoramente como no licuable y luego de 27.5 m de profundidad se encontraría el basamento rocoso o la roca. Además, el CPTu-02 y CPTu-03, que han caracterizado relaves finos en los tramos de 16m a 40.2 m; y de 13.5 m a 20.5m, respectivamente, se tendría potencial de licuación según la metodología de Idriss y Boulanger (2015). Por lo tanto, se considera que este estrato es potencialmente licuable ya que el nivel de agua, en los ensayos CPTu-02 y CPTu-03 se sitúa decreciendo hacia aguas abajo desde los 8.8 a 11.3 m, desde el nivel de superficie.

5.5.2 Relaves gruesos en el vaso

La zona aguas arriba del vaso (CPTu-02), que está conformada por relaves gruesos, entre los 2.0 m a 16m de profundidad tendría potencial de licuación, debido a que el factor de seguridad a la licuación (FS_L) tiene un valor menor que 1.3, si se considera la metodología de Robertson y Wride (1998), Moss (2006) e Idriss y Boulanger (2015). Por lo tanto, se considera que este estrato es

potencialmente licuable si existe presencia del nivel de agua. El nivel de agua se presenta desde los 8.8 m de profundidad medido desde la superficie, por lo que, en esta zona el estrato con potencial de licuación sería desde los 8.8 m hasta los 16.0m de profundidad. Es importante indicar que hasta los 2.0 m de profundidad se presenta material granular de cobertura que se consideró conservadoramente como no licuable y luego desde los 16.0 m de profundidad se encontrarían los relaves finos que son potencialmente licuables.

5.5.3 Dique de arena de relaves gruesos

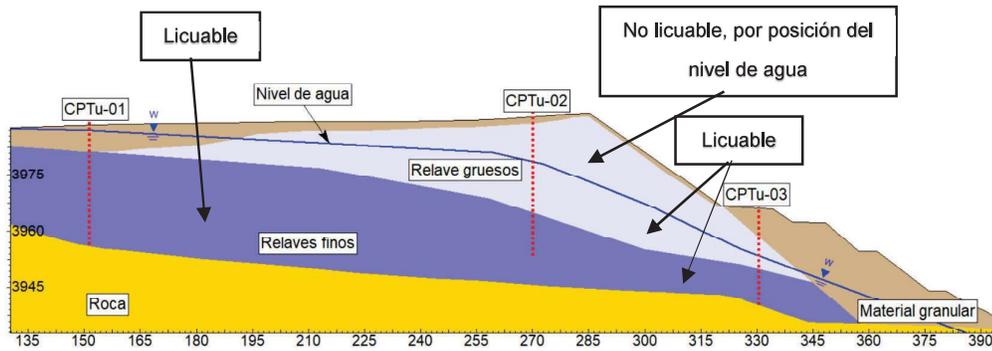
El dique de arena (CPTU-03) que está conformado por relaves gruesos, tendría potencial de licuación, debido a que el factor de seguridad a la licuación (FS_L) tiene un valor menor que 1.3, si se considera la metodología de Robertson y Wride (1998), Moss (2006) e Idriss y Boulanger (2015). Por lo tanto, se considera que este estrato es potencialmente licuable si existe presencia del nivel de agua. El nivel de agua se presenta desde los 11.3 m de profundidad medido desde la superficie, por lo que, en esta zona el estrato con potencial de licuación sería desde los 11.3 m hasta los 13.5m de profundidad. Es importante indicar que hasta los 6.5 m de profundidad se presenta material granular de cobertura que se consideró conservadoramente como no licuable y luego desde los 13.5 m a 20.7m de profundidad se encontrarían los relaves finos que son potencialmente licuables.

5.5.4 Zonas potencialmente licuables

Con la interpretación de los resultados del análisis del potencial de licuación descritos en la sección 5.5.1, 5.5.2 y 5.5.3, se identificó en el perfil geotécnico las zonas potencialmente licuables presentes en la presa de relaves. Estos resultados indican que todos los relaves que están por debajo del nivel de agua son potencialmente licuables; así también, los que se encuentran sin presencia del nivel de agua. En los suelos secos o parcialmente saturados (sin presencia del nivel de agua), se han estimado los parámetros del CPTu con esfuerzos totales; sin embargo, si se hubiera considerado esfuerzos efectivos (nivel de agua en la superficie), la variación en el cálculo de estos es casi nula; por lo que, de igual manera resultarían potencialmente licuables. Todos los relaves que conforman la presa de relaves presentan potencial de licuación; sin embargo, dependerá de la posición del nivel de agua para que se desencadene el fenómeno de licuación y

los suelos se comporten como un fluido reduciendo sus propiedades resistentes al corte; por ende, la presa de relaves sea inestable. Es importante indicar que en la sección geotécnica se ha considerado conservadoramente que el material granular no tendría potencial de licuación.

En la Figura 5.13 se presenta el perfil geotécnico con las zonas que tendrían potencial de licuación, en la presa de relaves.



Figura°5.13 Representación de estratos licuables en la presa de relaves.

CONCLUSIONES

Los parámetros de resistencia por punta (q_c), fricción lateral (f_s) y presión de poros dinámica (u_2) de los ensayos CPTu y ensayos de laboratorio SUCS realizados en la presa de relaves han caracterizado un estrato de relave finos y de relaves gruesos. Los relaves gruesos clasifican como arenas limosas (SM) y limos arenosos (ML), ambas tienen una relación de fricción lateral normalizada (F_r) de 1%, I_c menor que 2.7 y resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) entre 15 a 30. Los relaves finos clasifican como arcilla de baja plasticidad (CL) y arcillas limosas (CL-ML), ambas tienen una relación fricción lateral normalizada (F_r) de 3%, I_c mayor que 2.7 y resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) menor de 4.

Con la finalidad de establecer el nivel de agua presente en la presa de relaves, se ha estimado las presiones de poros estáticas (u_0) mediante los ensayos de disipación de presión de poros (PPD), que consideran la estabilización de las presiones de poros dinámicas (u_2) con el paso del tiempo. Por lo que, el nivel de agua se encuentra superficial a 1,3 m de profundidad ubicado aguas arriba del vaso y en el dique de arena (relaves gruesos) a los 11.3 m de profundidad. Además, se identificó a los relaves que estén bajo una condición saturada y que presenten susceptibilidad al fenómeno de licuación.

En los relaves finos y gruesos mediante los ensayos CPTu se han estimado valores de resistencia por punta normalizada para arenas limpias ($Q_{tn_{CS}}$) menores que 70, por lo que, los relaves gruesos presentan un comportamiento como arenas contractivas ($SBT_n=6$) y los relaves finos tienen un comportamiento como arcillas contractivas ($SBT_n=2$) y/o de arcillas sensitivas contractivas ($SBT_n=1$). Estos tipos de comportamiento indican que los relaves son susceptibles a la licuación y pueden sufrir ablandamiento cíclico y/o licuación por cargas dinámicas o estáticas que desestabilicen la condición inicial de esfuerzos efectivos en el suelo.

La magnitud sísmica y los valores de aceleración requeridos para evaluar el potencial de licuación fueron adoptados teniendo en consideración las condiciones sísmicas indicados en el estudio de peligro sísmico para un suelo Tipo B. En ese sentido, en el presente estudio se consideró un evento sísmico de magnitud M_w igual a 7.8 ubicado en la zona de subducción superficial, con lo cual se obtiene un valor de aceleración máxima de 0.349 g. Este valor fue amplificado conforme a la

norma técnica peruana de diseño sismorresistente E-030 resultando un valor de 0.419 g.

La evaluación del contenido de finos mediante el CPTu aumenta de 2 a 4 veces la resistencia por punta normalizada para arenas limpias y con ello; la relación de resistencia cíclica (CRR); sin embargo, dependerá de la magnitud del esfuerzo cíclico inducido por sismo (CSR) que los suelos puedan tener potencial de licuación, a pesar de que el contenido de finos incrementa indirectamente su resistencia cíclica o a la licuación (CRR).

La evaluación del potencial de licuación en los relaves finos tiene un factor de seguridad a la licuación (FS_L) que varía de 0.05 a 0.55, por lo que, las cargas sísmicas excederán entre 2 a 10 veces a la resistencia a la licuación; asimismo, en los relaves gruesos el FS_L está en el rango de 0,35 a 1, siendo la demanda de cargas dinámicas igual o exceda hasta 3 veces la resistencia a la licuación, es decir los relaves finos y gruesos son potencialmente licuables y tendrán pérdida de resistencia que podría desarrollar grandes deformaciones.

Las metodologías utilizadas de Robertson y Wride (1998) y Moss (2006) para el cálculo del potencial de licuación en presas de relaves, dan resultados similares y sólo son válidas para suelos con comportamiento arenoso e índice de comportamiento de suelo (I_c) menor a 2.7, según las recomendaciones actualizadas de Robertson (2009). Sin embargo, la metodología de Idriss y Boulanger (2015) considera el comportamiento arenoso ($I_c < 2.7$) y el suelo arcilloso ($I_c > 2.7$) para estimar el potencial de licuación en estos tipos de suelos. Por lo que, en la actualidad sería el más aceptable para estimar el potencial de licuación en presas de relaves.

Para que el potencial de licuación, es decir FS_L , sea mayor de 1.3, según los resultados obtenidos del CPTu para presa de relaves, deberá cumplir que la resistencia por punta normalizada para arenas limpias $Q_{tn_{CS}}$, q_{c1Ncs} sea mayor que 200 ó $q_{c,1 mod}$ mayor que 20, con ello presentará bajas probabilidades de ser licuable, ya que la relación de resistencia cíclica (CRR) será mayor al esfuerzo cíclico (CSR).

RECOMENDACIONES

Las metodologías empíricas para evaluar el potencial de licuación han sido realizadas en suelos naturales; por lo que, para relaves que son materiales conformados por la acción humana, se debe investigar nuevas metodologías que consideren el efecto de depositación de los suelos y su génesis.

Realizar un análisis dinámico considerando deformaciones cíclicas inducidas por sismo y verificar si se desencadena el incremento de presiones de poros y con ello el fenómeno de licuación.

Las calibraciones del contenido de finos con los ensayos de laboratorio de análisis granulométricos, propuestos por Robertson y Wride (1998) e Idris y Boulanger (2015) se definen con un parámetro CF que a su vez depende del índice de comportamiento de suelos (I_c). Estas calibraciones han sido realizadas en suelos que dependen de la geología local, depositación en el tiempo y su densificación, con desviaciones estándar del orden de 7 al 29% en el índice de comportamiento (I_c), por lo que, se debe investigar nuevas metodologías que incluyan estos efectos y se realice mejores ajustes al contenido de finos.

Realizar más ensayos CPTu para verificar la variabilidad de los estratos, en el vaso y el talud de relaves gruesos; además, que pueda verificarse si el nivel de agua tiende a incrementarse desde los extremos hacia la zona central.

Realizar ensayos de disipación de presión de poros cada 1,0 m y esperar el tiempo de equilibrio de la presión de poros, pudiendo ser este mayor a los dos días o hasta una semana.

Extraer muestras representativas de relaves en pozos gemelos a los ensayos CPTu, cada 0.5 m de profundidad y realizar los ensayos de laboratorio para validar con precisión el contenido de finos.

Instalar piezómetros de cuerda vibrante en los estratos donde se presentó valores altos de la presión de poros dinámica (u_2), de tal forma que puedan ser monitoreados en tiempo real y se puedan comparar los resultados con los ensayos de disipación de presión de poros.

Instalar acelerógrafos en el pie de la presa y corona, para estimar las aceleraciones en la superficie y con ello la aceleración máxima horizontal.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ayala, R. (2010). *Evaluación del potencial de licuación de suelos de la ciudad de Tambo de Mora* [Tesis de Grado]. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Begemann (1953). Improved method of determining resistance to adhesion by sounding through a loose sleeve placed behind the cone. *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 213-127). ISSMGE.
- Begemann (1965). The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 17-20). ISSMGE.
- Boulanger, R. W., (2003). High overburden stress effects in liquefaction analyses. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 129, 1071–1082. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:12\(1071\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:12(1071))
- Boulanger, R. W., and Idriss, I. M., (2004). *Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays*. University of California Davis.
- Boulanger, R.W., e Idriss, I. M., (2007). Evaluation of cyclic softening in silts and clays. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 133, 641–652. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:6\(641\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:6(641))
- Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2012). Probabilistic SPT-based liquefaction triggering procedure. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 138, 1185–1195. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000700](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000700)
- Bryan F. Ulrich and Jeffrey G. Coffin, PhD. (2017). *Characterization of Unsaturated Tailings & its Effects on Liquefaction* [Presentación de artículo]. Tailings and Mine Waste, Denver, USA.
- Campanella, R. G., Gillespie, D., and Robertson, P. K. (1982). Pore pressures during cone penetration testing. *Conference Proceedings, 2nd European Symp. on Penetration Testing* (pp 507–512). ESPOT II.

- Carrillo, A. y Alcayhuaman, L. (2008). Licuación de suelos durante el sismo Pisco, Perú 2007. *6th Latin American and Caribbean Conference for Engineering and Technology* (pp1-10). LACCEI.
- Casagrande, A. and Fadum, R.E. (1940). *Notes on soil tests for engineering purposes*. Harvard University.
- Canadian Dam Association (2014). *Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams* (ISBN 978-0-9936319-2-4). CDA.
- Canadian Dam Association (2021). *Tailings Dam Breach Analysis* (ISBN 978-1-989760-02-4). CDA.
- Cetin, K. O., (2000). *Reliability-Based Assessment of Seismic Soil Liquefaction Initiation Hazard* [Ph.D. Dissertation]. University of California Berkeley.
- Cetin, K. O., Der Kiureghian, A., and Seed, R. B. (2002). Probabilistic models for the initiation of seismic soil liquefaction. *Structural Safety*, 24, 67–82. [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(02\)00036-X](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(02)00036-X)
- Charca O. (2018). *Selección de leyes de atenuación sísmica de subducción para la evaluación del peligro sísmico en el Perú* [Tesis de Grado]. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Conetec (2019). *Presentación de los resultados de la investigación de campo Marh Tunel en el depósito de relaves 3, 4 y 5* (No. 19-72011). Conetec.
- Douglas and Olsen (1981). Soil classification using electric cone penetrometer. Cone Penetration Testing and Experience. *Proceedings of the ASCE National Convention* (pp. 209-27). American Society of Engineers.
- Dragic Mlanden (2020). *Upstream Tailings Dam – Liquefaction* [Graduate Theses]. Statler College of Engineering and Mineral Resources.
- Energiminas (2019). *Una falla en la relavera y la mina puede irse a la bancarrota y los dueños, a la cárcel*. Energiminas. <https://energiminas.com/una-falla-en-la-relavera-y-la-mina-puede-irse-a-la-bancarrota-y-los-duenos-a-la-carcel/>

- Eslami, A., Fellenius, B.H., 2004. CPT and CPTu data for soil profile interpretation: review of methods and proposed new approach. *Iranian Journal of Science and Technology*, 28, 69 - 86.
- Eslami, A., Moshfeghi, MolaAbasi and Eslami M., (2020). *Piezocone and Cone Penetration Test (CPTu and CPT), Applications in Foundation Engineering*. Butterworth-Heinemann.
- García, J. (2007). *Análisis comparativo del fenómeno de licuación en arenas. Aplicación a Tumaco* [Tesis Doctoral]. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de Catalunya.
- Idriss, I. M. (1999). An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential. *Workshop on New Approaches to Liquefaction* (pp.99-165). Federal Highways Administration.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2004). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Proc., 11th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (pp. 32–56). Stallion Press.
- Idriss, I.M., Boulanger R.W. (2006). *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*. University of California Davis.
- Idriss I. M., Boulanger R. W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2010). *SPT-based liquefaction triggering procedures*. Universidad de California Davis.
- Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2014). *CPT and SPT based liquefaction triggering procedures*. University of California Davis.
- Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2015). CPT Based Liquefaction Triggering. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 142, 1-11. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.000138](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.000138)

- International Building Code (2018). *International building code 6th Edition* (IBC2018P6). IBC. <https://codes.iccsafe.org/content/IBC2018P6>
- Jefferies, M.G. and Davies, M.P., (1991). Soil Classification by the cone penetration test. *Discussion Canadian Geotechnical Journal*, 28, 173-176.
- Jefferies, M. G. and Been, K. (2006). *Soil Liquefaction: A Critical State Approach First Edition*. Taylor and Francis.
- Jefferies, M.G. and Been, K. (2015). *Soil Liquefaction: A critical state approach. Second Edition*. Taylor and Francis.
- Kramer S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- Lunne, Robertson and Powell, (1998). *Cone Penetration Testing in geotechnical practice*. E & FN SPON.
- Mayne, P.W. (2007). *NCHRP Synthesis 368 on Cone Penetration Testing* [Presentación de artículo]. Transportation Research Board, Washington D.C., USA.
- Mayne P.W. (2014). *Diseño Ingenieril Usando el Ensayo de Penetración con Cono*. Conetec.
- Mayne, P.W. (2015). *In Situ Geocharacterization of Soils In the Year 2016 and Beyond* [Presentación de artículo]. Geotechnical Synergy. Argentina.
- Mayne, P.W. (2016). Evaluating effective stress parameters and undrained shear strength of soft-firm clays from CPT and DMT. *In Pursuit of Best Practices, Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnical & Geophysical Site Characterization* (pp. 19-40). ISSMGE.
- Mitchell, J. K., and Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior, 3rd edition*. Wiley.
- Ministerio de Energia y Minas (1997). *Guía ambiental para la estabilidad de taludes de depósitos de desechos sólidos de mina (2018-11)*. ASGMI. <https://asgmi.org/wp-content/uploads/2018/11/Gu%C3%ADa-Ambiental->

[para-la-Estabilidad-de-Taludes-de-Dep%C3%B3sitos-de-Residuos-S%C3%B3lidos-provenientes-de-Ac.pdf](#)

- Moss, R.E.S. (2003). *CPT-Based Probabilistic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Initiation* [Ph.D. Dissertation]. University of California Berkeley.
- Moss, R.E.S, Seed, R.B., Kayen, R.E., Stewart, J.P., Der Kiureghian, A., and Cetin, K.O. (2006). CPT-based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 132, 1032-1051.
- Nguyen, T., Shao, L., Gingery, J., y Robertson, P. (2014). Proposed modification to CPT-based liquefaction method for post-vibratory ground improvement. *Geo-Congress 2014 Technical Papers* (pp. 1120-1132). ASCE.
- Oldecop L. y Rodriguez R. (2007). *Licuação de los relaves mineros: Riesgo ambiental* [Presentación de artículo]. Agencia Nacional de Promoción de la Ciencia y la Tecnología, Argentina.
- Olson, S.M. (2001) *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance* [Ph.D. Dissertation]. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center (2001, June). *Geotechnical Report from June 23, 2001 Peruvian Earthquake*. PEERC. https://apps.peer.berkeley.edu/publications/peru_earthquake/index.html
- Powell and Quarterman (1998). Interpretation and use of piezocone test in UK clays. *Proceedings of the Geotechnical Conference: Penetration testing in the UK, Birmingham* (pp. 151-156). Building Research Establishment.
- Rauch (1997). *EPOLLS: An Empirical Method for Predicting Surface Displacement Due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Earthquakes* [Ph.D. Dissertation]. Virginia Polytechnic Institute, University at Blacksburg.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2018). Resolución ministerial 355-2018-vivienda. *Modifican la norma técnica e.030 diseño sismorresistente del reglamento nacional de edificaciones*. Diario oficial El Peruano 7 de

diciembre de 2018. <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-relamento-nacional-de-edificaciones-rne>

Robertson, P.K., (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27, 152-158.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. and Greig, J., (1986). Use of piezometer cone data. *Proceeding of the ASCE Speacialty Conference In Situ 86: Use of In Situ Test in Geotechnical Engineering, Blacksburg (pp 1-18)*. ASCE.

Robertson, P.K., Fear, C. E. (1995). Liquefaction of sands and its evaluation. *Canadian Geotechnical Journal*, 10, 1253-1289.

Robertson, P.K., Sully, J.P., Woeller, D.J., Lunne, T., Powell, J.J.M. and Gillespie, D., (1992). Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(4), 539-550.

Robertson, P.K. and Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35, 442-459.

Robertson, P.K., (2004). *Evaluating Soil Liquefaction and Post-earthquake deformations using the CPT* [Presentación de artículo]. Australian Geomechanics Society, Australia.

Robertson, P.K. (2009a). Interpretation of cone penetration tests - a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), 1337-1355.

Robertson, P.K. (2009b). *Performance based earthquake design using the CPT* [Presentación de artículo]. Gregg Drilling & Testing Inc., California, USA.

Robertson, P.K. (2010). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. *J. Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 136(6), 842-853.

- Robertson, P.K. (2012). Evaluating flow (static) liquefaction using the CPT: an update. *Proceedings Tailings & Mine Wastes 12* (pp. 253-264). UBC Studios.
- Robertson, P. K. and Cabal (2015). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. Gregg Drilling & Testing, California.
- Robertson, P. K. (2016). Cone penetration test-based soil behavior type classification system – an update. *Canadian Geotechnical Journal*, 53, 1910-1927.
- Robinson, K., Cubrinovski, M. & Bradley, B.A., (2013). *Sensitivity of predicted liquefaction - induced lateral displacement from the 2010 Darfield and 2011 Christchurch Earthquakes* [Presentación de artículo]. Society for Earthquake Engineering Technical, New Zealand.
- Rodas, E. (2008). Susceptibilidad a la licuación por medio del sondeo de penetración estándar: Las Lisas, Chiquimulilla, Santa Rosa, Guatemala [Tesis de Grado]. Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Sanglerat (1972). *The penetrometer and soil exploration*. Elsevier Publishing Company.
- Schmertmann (1978). *Guidelines for cone penetration test, performance and design* [Presentación de artículo]. US Federal Highway Administration, Washington D.C., USA.
- Seed, H.B. (1971). Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 97, 1249-1273.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., and Chung, R. M. (1985). Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 111, 1425-1445.
- Seed, H.B. (1987). Design problems in soil liquefaction. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 113 (8), 827-845.

- Sladen (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 564-578.
- Silva, R. (2000). Mapa de Licuación de Suelos de la ciudad de Chimbote [Tesis de Grado]. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Seed, R. B. (2003). Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: a Unified and Consistent Framework [Presentación de artículo]. In *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, CA*.
- Teh and Houlsby (1991). An analytical study of the cone penetration test in clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(1), 17-34.
- Vos, J.D., (1982). The practical use of CPT in soil profiling. In *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing ESOPT-2*, 2, pp. 933-939.
- Youd T.L. et al (2001). Liquefaction resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (pp. 817-833). ASCE.
- Zergeosystem Peru S.A.C. (2021). *Estudio de Peligro Sísmico para el depósito de relaves 7 – U.E.A. Julcani (P006-027 LARA HUANCVELICA PS)*. ZER.
- Zhang, Robertson, Brachman, (2002). Estimating liquefaction -induced ground settlements from CPT for level ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 1168-1180.